

Федеральное государственное бюджетное образовательное
учреждение высшего образования
«Национальный исследовательский Мордовский
государственный университет им. Н. П. Огарёва»

На правах рукописи



Алимов Марат Фатихович

**ИССЛЕДОВАНИЕ СОВМЕСТНОЙ РАБОТЫ ЦЕМЕНТНЫХ БЕТОНОВ
И КОМПОЗИТНОЙ АРМАТУРЫ В ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТАХ,
РАБОТАЮЩИХ В УСЛОВИИ ДЕЙСТВИЯ АГРЕССИВНЫХ СРЕД**

2.1.1. Строительные конструкции, здания и сооружения

ДИССЕРТАЦИЯ

на соискание ученой степени кандидата технических наук



Научный руководитель:
академик РААСН,
доктор технических наук,
профессор Селяев В. П.

Саранск – 2021

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	5
1 АНАЛИТИЧЕСКИЙ ОБЗОР ИССЛЕДОВАНИЙ СОВМЕСТНОЙ РАБОТЫ ЦЕМЕНТНЫХ БЕТОНОВ И КОМПОЗИТНОЙ АРМАТУРЫ. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА И ЗАДАЧИ ДАЛЬНЕЙШИХ ИССЛЕДОВАНИЙ .	13
1.1 Виды композитной арматуры, классификация, свойства, технология изготовления	13
1.2 Исследование совместной работы бетонных и железобетонных конструкций с композитной арматурой. Опыт применения. Рекомендации по проектированию	20
1.3 Методы прогнозирования долговечности и расчета армобетонных изгибаемых элементов	27
1.4 Методы расчета изгибаемых армированных бетонных конструкций	35
ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 1	40
2 ИССЛЕДОВАНИЕ ПРОЧНОСТНЫХ И ДЕФОРМАТИВНЫХ СВОЙСТВ КОМПОЗИТНОЙ АРМАТУРЫ	41
2.1 Испытания композитного арматурного стержня на осевое растяжение . . .	41
2.2 Определение механических характеристик и свойств композитной стеклопластиковой арматуры методом продольного изгиба	43
2.3 Исследование свойств эпоксидной матрицы для композитной арматуры .	57
ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 2	67
3 ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ БЕТОННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, АРМИРОВАННЫХ СТЕКЛОПЛАСТИКОВОЙ АРМАТУРОЙ	69
3.1 Методика проведения экспериментальных исследований	70
3.2 Анализ распределения прочности бетона в пределах площади боковых поверхностей	76
3.3 Результаты экспериментальных испытаний балок	81

3.4 Определение фактического расчетного значения сопротивления растяжению стеклопластиковой арматуры по результатам экспериментальных исследований	92
3.5 Экспериментальное исследование влияния агрессивной среды, содержащей ионы хлора, на работу балок	95
ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 3	98
4 МОДЕЛИРОВАНИЕ РАБОТЫ АРМОБЕТОННОГО ИЗГИБАЕМОГО ЭЛЕМЕНТА С УЧЕТОМ НЕЛИНЕЙНОЙ ФУНКЦИОНАЛЬНОЙ ЗАВИСИМОСТИ « $\sigma - \epsilon$ ».	100
4.1 Анализ экспериментальных диаграмм деформирования бетона при сжатии, полученных в условиях скоростной записи значений усилий и деформаций	100
4.2 Верификация аппроксимирующей функции диаграмм деформирования .	108
4.3 Численное моделирование работы армобетонного изгибаемого элемента	117
ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 4	126
5 МЕТОДЫ РАСЧЕТА И ПРОГНОЗИРОВАНИЕ РЕСУРСА КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ЦЕМЕНТНЫХ БЕТОНОВ, АРМИРОВАННЫХ КОМПОЗИТНОЙ АРМАТУРОЙ, ПРИ СОВМЕСТНОМ ДЕЙСТВИИ НАГРУЗКИ И АГРЕССИВНЫХ СРЕД	128
5.1 Оценка остаточного ресурса армобетонных изгибаемых элементов, подверженных действию хлоридной коррозии, по прочности нормального сечения	128
5. 2 Оценка ресурса армобетонных изгибаемых элементов, подверженных действию хлоридной коррозии, по прочности наклонного сечения	136
5.3 Вероятностная оценка надежности прогнозирования долговечности армобетонных конструкций методом деградационных функций	140
ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 5	150
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	151
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ	153
Приложение А. Акты внедрения	168

Приложение Б. Патент на полезную модель	172
Приложение В. Результаты испытаний арматуры стеклопластиковой композитной (АСК)	174
Приложение Г. Протоколы испытаний армобетонных балок, армированных композитной стеклопластиковой арматурой	184
Приложение Д. Аутентичное использования программного комплекса Midas FEA NX 2021	216

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы диссертационного исследования

Железобетон – многофункциональный строительный материал, который находит широкое применение в промышленном, гражданском, жилищном строительстве, при возведении специальных сооружений. Однако он имеет ряд недостатков, среди которых наиболее опасным является плохая сопротивляемость действию химических агрессивных сред. Коррозионное повреждение стальной арматуры может привести к внезапному разрушению ответственных конструкций и сооружений. Поэтому задача повышения химического сопротивления железобетонных конструкций действию агрессивных сред является актуальной, востребованной практикой, направленной на обеспечение надежности, жизнеспособности зданий и сооружений.

В коррозионном разрушении железобетона слабым местом является стальная арматура, коррозия которой может протекать латентно и усиливаться под действием электрических полей, при образовании трещин, изменении pH поровой жидкости бетона. Замена стальной арматуры на композитную не только обеспечивает коррозионную стойкость армобетона, но и дает возможность создавать новые виды армобетонных конструкций: радиопрозрачные, электронезависимые, химически стойкие.

Многочисленные экспериментальные данные по композитной арматуре в научной литературе подтверждают ее перспективность и необходимость проведения дальнейших интенсивных исследований с целью расширения возможностей ее применения в армобетонных конструкциях.

В настоящее время в России активно наращиваются объемы производства композитной арматуры. Для ее эффективного использования в армобетонных конструкциях необходимо:

- экспериментально исследовать ее физико-механические свойства при действии повышенных температур и щелочной среды;
- провести исследования изгибаемых элементов при совместной работе цементного бетона и композитной арматуры в условиях действия агрессивных

сред и силового нагружения для изучения характерных особенностей деформирования и разрушения;

– уточнить оптимальные области применения композитной арматуры с учетом свойств, обеспеченных современным уровнем технологии ее производства.

Работа выполнялась в рамках фундаментальных научных исследований:

– по гранту РФФИ № 53/84-13 «Исследование в области создания функционально градиентных покрытий строительных изделий и прогнозирование их долговечности в различных климатических зонах на основе полиструктурных, топологических и перколяционных моделей»;

– по Плану ФНИ Российской академии архитектуры и строительных наук (РААСН) и Минстроя России ФНИ 7.1.10/2013 «Изучение особенностей механики разрушения волокнистых композитов, а также изделий и конструкций из бетона, армированного стекло-, базальто- и углепластиковыми стержнями и пластинами».

Степень разработанности темы исследования

Вопросами возможности применения и исследования работы композитной арматуры в бетонных конструкциях занимались как отечественные, так и зарубежные ученые. Значимый вклад внесли А. А. Гвоздев, Н. П. Фролов Ю. М. Вильдавский, К. В. Михайлов, И. С. Дуров, Н. А. Мощанский, В. И. Соломатов, В. П. Селяев, Р. Г. Литвинов, А. П. Васильев, В. И. Морозов, В. Ф. Степанова, В. И. Римшин, В. Г. Хозин, И. И. Фридман, Б. Брик, В. Франк, С. Кайфаш, В. Вайс. Основное внимание было уделено изучению физико-механических свойств композитов, способов усиления железобетонных конструкций внешними армирующими композитными покрытиями. Однако следует отметить, что проведенные экспериментальные исследования работы армобетонных конструкций, изготовленных с применением композитной арматуры, иногда противоречивы, характер разрушения опытных образцов не всегда соответствует предполагаемой расчетной модели. Нет данных о совместной работе композитной арматуры и цементного бетона в условиях действия агрессивных сред. Многие авторы, используя однотипные материалы,

получили результаты, которые не поддаются сопоставлению. Поэтому исследования совместной работы цементного бетона и композитной арматуры с учетом условий эксплуатации являются актуальными.

Цель и задачи исследования

Целью диссертационного исследования является экспериментально-теоретическое изучение закономерностей деформирования и разрушения изгибаемых элементов из цементного бетона, армированных композитной арматурой, работающих в условиях действия агрессивных сред.

Для достижения поставленной цели необходимо было решить следующие **задачи:**

- исследовать особенности разрушения композитной стеклопластиковой арматуры при продольном изгибе с целью обоснования и верификации методов определения нормативного сопротивления при сжатии и растяжении, а также модуля упругости;

- разработать модели зависимости прочности и деформативности композитной арматуры от температуры и агрессивного воздействия водных растворов с повышенным рН (водородным показателем);

- экспериментально изучить закономерности совместной работы композитной арматуры и цементных бетонов в изгибаемых элементах при действии статических нагрузок и агрессивных сред, содержащих ионы хлора;

- разработать модели деградации изгибаемых элементов из цементного бетона, армированных композитной стеклопластиковой арматурой, позволяющие прогнозировать изменения несущей способности, а также образование дополнительных прогибов под действием агрессивных сред;

- исследовать экспериментальные и аналитические диаграммы деформирования цементных бетонов при сжатии для выполнения численного моделирования работы армобетонных изгибаемых элементов с учетом физической нелинейности работы материала;

- разработать рекомендации по применению композитной арматуры в изгибаемых армобетонных конструкциях на основе цементного бетона.

Научная новизна исследования

Предложены простые способы определения прочности при сжатии и растяжении, и модуля упругости композитной арматуры, основанные на применении метода продольного изгиба. Установлено, что предложенный метод обеспечивает хорошую воспроизводимость данных и объективно оценивает прочностные характеристики композита.

Получены данные кинетики физико-механических характеристик композитных стеклопластиковых стержней, установлена зависимость прочности и жесткости композитной арматуры от температуры и длительности действия щелочной среды.

На основе теоретических и экспериментальных исследований получены новые результаты по прочности, жесткости, трещиностойкости и ширине раскрытия трещин нормальных и наклонных сечений изгибаемых балок, армированных композитной стеклопластиковой и стальной арматурой, в условиях силового нагружения и действия агрессивных сред. Установлено, что характер процессов деформирования и разрушения элементов с композитной стеклопластиковой арматурой соответствует развитию аналогичных процессов при нагружении балок со стальной арматурой. Балки с композитной стеклопластиковой арматурой, работающие на изгиб, имеют повышенную деформативность. Выявлены два основных вида разрушения изгибаемых балок с композитной арматурой: по нормальным сечениям в результате разрыва рабочей растянутой арматуры; по наклонным сечениям с раздроблением бетона сжатой зоны. В результате воздействия водного раствора NaCl происходит снижение прочности бетона и жесткости изгибаемого элемента. При этом свойства композитной арматуры под действием агрессивной среды не изменяются.

Получены данные о характере развития трещин при разных значениях коэффициента армирования μ (0,12 и 0,49) армобетонных изгибаемых элементов с композитной стеклопластиковой арматурой. При нагружении образцов кратковременной нагрузкой в изгибаемых элементах первыми образуются трещины в зоне максимальных моментов. С ростом нагрузки при низких

коэффициентах армирования (0,12) разрушение происходит по сечениям, нормальным к продольной оси, при увеличении процента армирования до уровня 0,49 разрушение балок происходит по наклонным трещинам в приопорной зоне.

Получены экспериментальные диаграммы деформирования цементных бетонов при сжатии со скоростью нагружения $\dot{\vartheta} = 0,5$ мм/мин и частоте записи данных σ, ε 0,1 с, которые позволяют констатировать, что деградация структуры бетона начинается с момента приложения нагрузки и усиливается при действии агрессивных сред. Это дает возможность обосновать статистическую природу разрушения и представить его в виде дискретно-непрерывного процесса.

Установлено, что аналитическую зависимость напряжений от деформаций цементных бетонов при сжатии можно представить полиномиальной функцией третьего порядка, используя для определения аппроксимирующих коэффициентов метод нормируемых показателей, что дает возможность по данным изменения значений свойств бетона (E_b, R_b) получать зависимость $\sigma - \varepsilon$ для любого момента времени в заданном сечении изделия.

Установлено, что модели деградации адекватно отражают особенности совместной работы цементных бетонов и композитной арматуры в условиях действия агрессивных сред и дают возможность оценивать остаточный ресурс изгибаемых элементов по прочности нормальных и наклонных сечений.

Определены основные показатели химического сопротивления цементного бетона: глубинный показатель a ; предельная сорбционная емкость ω_m ; коэффициент химического сопротивления $k_{х.с.}$; характеристика полураспада $t_{0,5}$; коэффициент диффузии D .

Теоретическая и практическая значимость работы

Разработаны модели расчета прочности нормальных и наклонных сечений, деформативности армобетонных изгибаемых элементов, работающих в условиях действия агрессивных сред.

Предложены рекомендации по улучшению состава матрицы композитной арматуры для увеличения ее термостойкости.

Экспериментально обоснована и подтверждена возможность применения метода продольного изгиба при определении нормативных значений прочности и модуля упругости композитной стеклопластиковой арматуры.

Методология и методы диссертационного исследования

Методология диссертационного исследования основана на результатах научных изысканий отечественных и зарубежных ученых, и включает математические методы планирования эксперимента при изучении конструкционных свойств материалов и их системный статистический анализ.

Оценка прочности, жесткости и трещиностойкости экспериментальных балок выполнялась по ГОСТ 8829–2018 методом четырехточечного изгиба. Контроль величины нагрузки осуществлялся при помощи переносного динамометра ДОСМ-3-50У 5098. Прогиб измерялся прогибомерами часового типа с ценой деления 0,1 мм. Ширина раскрытия трещин измерялась оптическим микроскопом МПБ-2 с ценой деления 0,05 мм. Воздействие агрессивной среды осуществлялось путем выдержки образцов в 25%-м водном растворе NaCl. Численное моделирование экспериментальной балки при действии кратковременной статической нагрузки выполнялось в программном комплексе Midas FEA NX 2021. Исследование физико-механических свойств стеклопластиковой арматуры при повышенных температурах и рН среды проводилось методом продольного изгиба согласно ГОСТ 32492–2013 с использованием климатической камеры испытательного комплекса Wille geotechnik 13 DP/401.

Положения, выносимые на защиту:

- результаты исследования физико-механических свойств композитной арматуры, определенные методом продольного изгиба при действии повышенных температур и агрессивного воздействия водных растворов с повышенным рН;
- результаты оптимизации состава эпоксидной матрицы композитной арматуры с целью повышения предельной температуры эксплуатации;
- результаты экспериментального определения прочностных и сорбционных характеристик композитной стеклопластиковой арматуры при воздействии агрессивной щелочной среды;

– результаты анализа экспериментальных диаграмм деформирования цементного бетона при сжатии, полученных в условиях скоростной записи значений усилий и деформаций;

– результаты экспериментальных исследований прочности, жесткости и трещиностойкости при совместной работе цементных бетонов и композитной арматуры в изгибаемых элементах при действии статических нагрузок и агрессивных сред, содержащих ионы хлора;

– модель деградации изгибаемых элементов, сформированная на основе метода предельных состояний и фундаментальных законов физики и химии, позволяющая оценивать остаточный ресурс изгибаемых элементов по прочности нормальных и наклонных сечений под действием агрессивных сред.

Степень достоверности основных результатов диссертационной работы обеспечивается проведением исследований в соответствии с действующими нормативно-техническими документами РФ; использованием сертифицированных поверенных установок и измерительных приборов; применением методов математического планирования экспериментов и статистического анализа полученных данных.

Внедрение результатов исследования

По результатам диссертационного исследования предприятием ООО «Волговятстрой» была выпущена пробная партия перемычек серии 1.038.-1 с расчетной нагрузкой не более 7,85 кН/м, которые были смонтированы при строительстве многоэтажного жилого дома, расположенного по ул. Серадзская г. Саранска.

Теоретические выводы диссертационной работы рекомендованы и включены в рабочие программы магистратуры по направлению подготовки 08.04.01, профиль «Фундаментальные основы прогнозирования и повышения надежности, долговечности строительных материалов, конструкций зданий и сооружений» (см. Приложение А).

Объектом исследования являются армобетонные балки прямоугольного сечения 140×120×1030 мм из бетона класса В20, армированные

стеклопластиковыми арматурными стержнями, и аналогичные балки, армированные металлической арматурой, а также стеклопластиковая арматура компаний «АРМАСТЕК» (г. Пермь) и ООО «Комбинат композитных материалов» (г. Саранск).

Апробация работы

Положения и результаты диссертационной работы были доложены и обсуждались на семинарах кафедры строительных конструкций НИ МГУ им. Н. П. Огарёва; на XX научно-практической конференции молодых ученых, аспирантов и студентов Национального исследовательского Мордовского государственного университета им. Н. П. Огарёва (г. Саранск, 2016 г.); на IV Всероссийской конференции по испытаниям и исследованиям свойств материалов ТЕСТМАТ-2014 (г. Геленджик); на Международной научно-технической конференции «Актуальные вопросы архитектуры и строительства» (г. Саранск, 2014 г.); на Всероссийской научно-технической конференции «Долговечность строительных материалов, изделий и конструкций» (г. Саранск, 2014, 2018 г.).

Публикации

Основные результаты и выводы диссертационной работы изложены в 21 научной публикации, в том числе в девяти работах в рецензируемых научных изданиях, в которых должны быть опубликованы основные научные результаты диссертаций на соискание ученой степени кандидата наук, на соискание ученой степени доктора наук. Получен патент РФ (№ RU 150463) на полезную модель (см. Приложение Б).

Структура и объем работы

Диссертация изложена на 217 страницах, состоит из введения, пяти глав, заключения, списка литературы, включающего 143 наименования, пяти приложений (на 50 страницах), содержит 70 рисунков и 25 таблиц.

1 АНАЛИТИЧЕСКИЙ ОБЗОР ИССЛЕДОВАНИЙ СОВМЕСТНОЙ РАБОТЫ ЦЕМЕНТНЫХ БЕТОНОВ И КОМПОЗИТНОЙ АРМАТУРЫ. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА И ЗАДАЧИ ДАЛЬНЕЙШИХ ИССЛЕДОВАНИЙ

1.1 Виды композитной арматуры, классификация, свойства, технология изготовления

В настоящее время перед учеными материаловедомы стоит задача по разработке достаточно легких, прочных и недорогих материалов, примером которых являются композиты [55, 112].

Большой интерес к композитной арматуре появился ещё в середине 20-го столетия по следующим причинам:

– железобетон начали применять при строительстве промышленных зданий и сооружений, которые эксплуатировались в сильноагрессивных средах. При использовании же стальной арматуры в таких конструкциях сложно обеспечить ее коррозионную стойкость.

– разработка проектов зданий и сооружений, требующих одновременно повышенную легкость и прочность конструкции.

– потребность в арматуре с необходимыми антимагнитными и диэлектрическими свойствами.

– необходимость учитывать исчерпывающие запасы железных руд, пригодных для удовлетворения непрерывно растущих потребностей в стали и легирующих присадках.

В СССР идея использования в бетоне стекловолокна в качестве арматуры принадлежит советскому архитектору и инженеру изобретателю А. К. Бурову. В 1960-х годах в СССР начались исследования по созданию и изучению физико-механических характеристик неметаллической арматуры. Исследования проводились под руководством А. А. Гвоздева в институте бетона и железобетона СССР (НИИЖБ) [17, 44, 50, 84, 116, 117].

В зарубежных странах (США, Канада, Япония) разработки по композитной арматуре начались во времена холодной войны. В условиях

быстроразвивающейся экономики США были необходимы недорогие, но в то же время отвечающие спросу потребителей материалы. И в 60-годах прошлого века, композитные материалы стали исследовать с целью их применения в качестве арматуры для железобетонных конструкций [126, 127, 128, 129, 131, 132, 134, 136, 137].

В настоящее время в РФ разработан нормативный документ СП 295.1325800.2017 [101] «Конструкции бетонные, армированные полимерной композитной арматурой. Правила проектирования», согласно которому композитную арматуру рекомендуют применять:

- при строительстве объектов дорожно-транспортной и городской инженерной инфраструктуры, сельскохозяйственного назначения, химических производств, токсичных захоронений, водоподготовки и водоочистки, мелиорации;

- при строительстве шахт, тоннелей, сооружений, эксплуатируемых в условиях высоких электромагнитных полей и разности потенциалов, морских и припортовых сооружений;

- при реконструкции, ремонте и усилении конструкций зданий и сооружений, а также для армирования фундаментов, многослойных теплосберегающих ограждающих конструкций, трубопроводов, опор линий электропередач, емкостных сооружений и других конструкций, эксплуатируемых в условиях воздействия агрессивных сред.

Из российских и зарубежных источников патентной документации известно несколько способов изготовления композитной арматуры из нитей ровинга, пропитанных связующим [65].

Для изготовления композитной арматуры применяют методы фильерной (пултрузия) и безфильерной (нидлтрузия, плейнтрузия) протяжки волокон [26, 65].

Арматура композитная полимерная (АКП) – силовой стержень (пучок, пластина, профиль) из стеклянных, базальтовых, углеродных или арамидных волокон, с равномерно расположенным на поверхности анкерочным слоем,

изготовленный из термореактивной смолы, непрерывного армирующего наполнителя волокон и других дисперсных наполнителей [12, 43].

По типу непрерывного армирующего наполнителя в соответствии с ГОСТ 31938–2012 [24] АКП подразделяют на виды:

АСК – стеклокомпозитную;

АБК – базальтокомпозитную;

АУК – углекомпозитную;

ААК – арамидокомпозитную;

АКК – комбинированную композитную

В настоящее время наиболее востребованной является композитная арматура: стеклопластиковая, базальтопластиковая и углепластиковая.

По профилю поверхности для увеличения абразивности и лучшего сцепления с бетоном АКП представлена трех видов: с песчаным покрытием (песок пропитанный смолой), со спиральной намоткой, с деформированным профилем.

Основное влияние на показатели качества композитной арматуры оказывают вид и свойства матрицы и волокон.

В качестве матрицы в композитах используются три класса полимеров – термореактивные смолы, термопласты и каучуки. Классификационная схема полимеров приведена на рисунке 1.1.

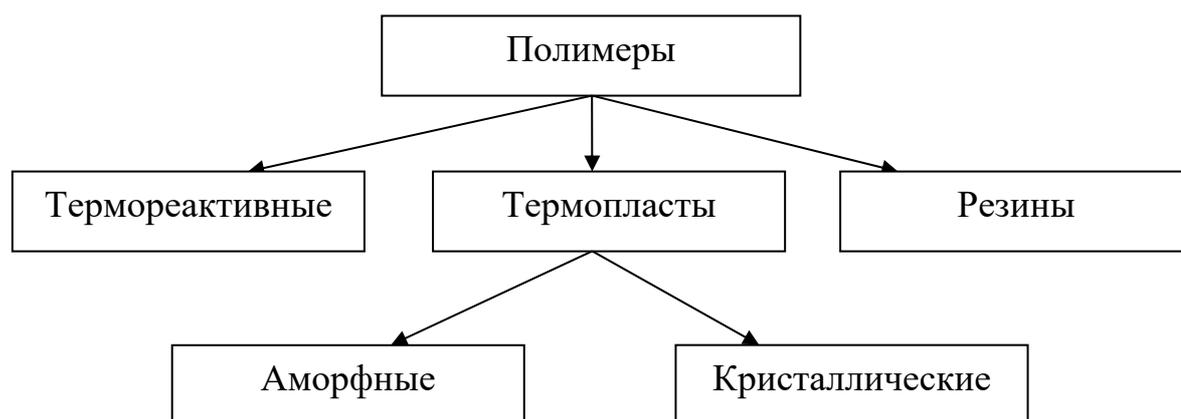


Рисунок 1.1 – Классификация полимеров, используемых в качестве матриц

Для изготовления композитной арматуры применяются следующие типы волокон: арамидные; борные; углеродные; стеклянные; базальтовые; нейлоновые; полиэтиленовые. Основные характеристики волокон представлены в таблице 1.1.

Таблица 1.1 – Основные характеристики волокон и стали

Наименование показателя	Тип волокна					Сталь
	Стекло (Е-стекло)	Стекло (S-стекло)	Базальтовое	Углеродное	Арамидное	
Прочность, МПа	3000 – 3600	4000 – 4500	3000 – 4800	3400 – 5900	3000 – 3300	245 – 785
Модуль упругости, МПа	72 500 – 75 500	82 000 – 85 000	80 000 – 92 000	240 000 – 500 000	72 000 – 130 000	210 000
Относительные деформации при растяжении, %	4,1 – 4,8	4,8 – 5,3	3,75 – 5,2	1,2– 1,4	2,5 – 4,1	0,12 – 0,3
Диаметр нити, мкм	5 – 20	5 – 20	5 – 20	5 – 15	7 – 16	–
Температура использования, °С	минус 50 – плюс 300	минус 50 – плюс 350	минус 200 – плюс 600	минус 50 – плюс 400	минус 40 – плюс 300	минус 70 – плюс 350

К термореактивным смолам относятся: эпоксидные, полиэфирные, полиимидные и фенольные смолы. Основные характеристики данных смол представлены в таблице 1.2.

Таблица 1.2 – Типичные свойства термореактивных смол

	Эпоксиды	Полиэфиры	Фенолы	Полиимиды
Плотность (т/м ³)	1,1 – 1,4	1,1 – 1,5	1,3	1,2 – 1,9
Модуль Юнга (ГПа)	2,1 – 6,0	1,3 – 4,5	4,4	3 – 3,1
Прочность при растяжении (МПа)	35 – 90	45 – 85	50 – 60	80 – 190
Вязкость разрушения:				
K _{1c} (МПа · м ^{1/2})	0,6 – 1,0	0,5	-	-
KTR (10 ⁻⁶ К ⁻¹)	55 - 110	100 - 200	45 - 110	14 - 90

Полиимиды дороже полиэфиров и эпоксидных смол, но отличаются высокой теплостойкостью. Некоторые из них могут использоваться при температуре 425 °С в течение нескольких часов или даже при 500 °С в течение нескольких минут.

Основная функция волокна – воспринимать действующую нагрузку, в связи с чем ее расположение совпадает с направлением действия нагрузки.

Основное назначение смолы – распределение напряжения между волокнами и обеспечивать защиту волокон от негативного влияния внешних факторов.

Первые испытания по определению прочностных и деформативных характеристик композитных стержней проведены в Научно-исследовательском институте бетона и железобетона Госстроя СССР НИИЖБ [18].

На рисунке 1.2 представлен график деформирования различных видов композитной арматуры « $\sigma - \varepsilon$ » [24]. Физико-механические характеристики композитной арматуры приведены в таблице 1.3.

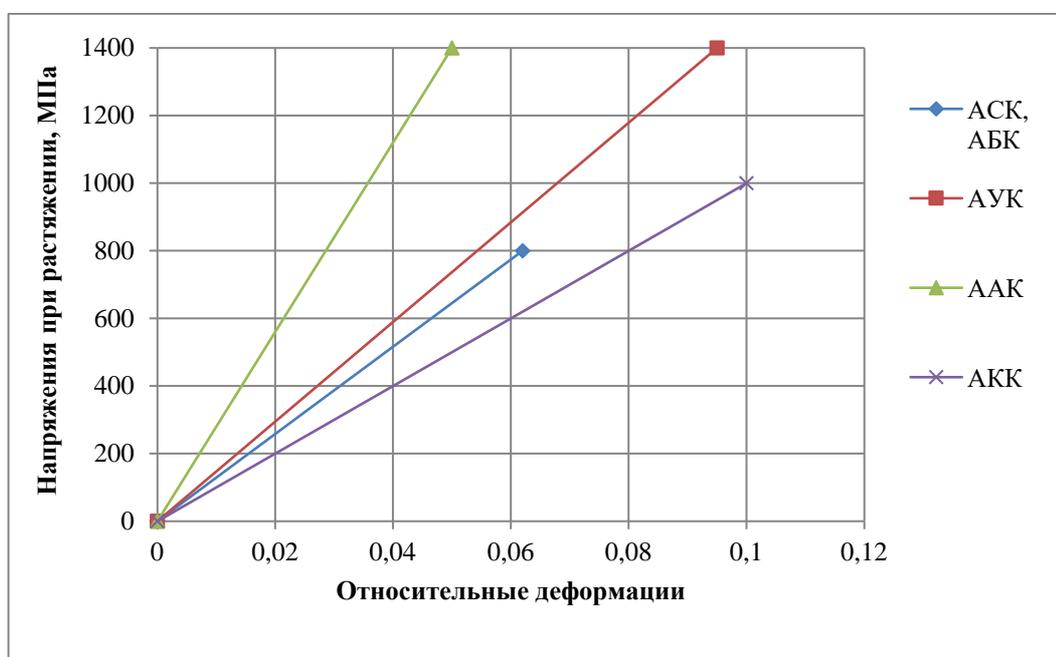


Рисунок 1.2 – Диаграмма деформирования различных видов композитной арматуры

Таблица 1.3 – Физико-механические характеристики арматуры композитной полимерной (АКП) различных видов

Наименование показателя	АСК	АБК	АУК	ААК	АКК
Предел прочности при растяжении σ_f , МПа, не менее	800	800	1400	1400	1000
Модуль упругости при растяжении E_f , ГПа, не менее	50	50	130	70	100
Предел прочности при сжатии σ_{bc} , МПа, не менее	300	300	300	300	300
Предел прочности при поперечном срезе τ_{sh} , МПа, не менее	150	150	350	190	190

К основным достоинствам композитной арматуры можно отнести:

- удельный вес композитной арматуры в пять раз меньше металлической, что значительно уменьшает вес бетонных конструкций, следовательно нагрузки на фундамент и основание;

- композитная арматура имеет высокий предел прочности на растяжение;

- композитная арматура обладает низкой теплопроводностью, радиопрозрачна, магнитоустойчива, электронезависима.

Однако следует отметить и существенные недостатки композитных арматурных стержней:

- модуль упругости композитной арматуры в 3–5 раза ниже стальной. В связи с этим ее применение ограничено;

- низкая температурная устойчивость. При температуре выше 60 °С происходит деструкция композита, в результате чего он теряет свои физико-механические характеристики;

- при длительном воздействии щелочной среды прочность композитной арматуры снижается;

- по сравнению с металлической арматурой, изделия из композитной арматуры невозможно сварить, клеевые соединения нуждаются в доработке и дополнительных экспериментальных исследованиях;

- в настоящее время не разработаны способы изготовления гнутых стержней, хомутов на строительной площадке, только в заводских условиях;

- высокая статистическая неоднородность экспериментальных значений прочности при растяжении композитной арматуры, обусловленная несовершенством методов испытаний.

В работах В. П. Селяева, В. И. Соломатова, Ю. А. Соколовой, В. Ф. Степановой, Р. З. Рахимова, В. Г. Хозина, А. Н. Бобрышева и др. установлено, что прочность композитов имеет прямую зависимость от температуры испытаний [39, 56, 59, 66, 100, 104].

ГОСТ 31938–2012 [24] рекомендован метод контрольных испытаний композитных образцов на осевое растяжение, согласно которому на композитный

стержень устанавливают с двух концов стальные трубки (муфты), заполненные клеем на основе эпоксидной смолы. В качестве клея в основном применяют эпоксидный состав матрицы арматурного стержня. Длину анкерных муфт рекомендовано принимать из условий, что разрушение образца произойдет в пределах длины рабочего участка без проскальзывания в анкерных устройствах. Длина рабочего участка должна быть не менее $40d$ стержня (рисунок 1.3).

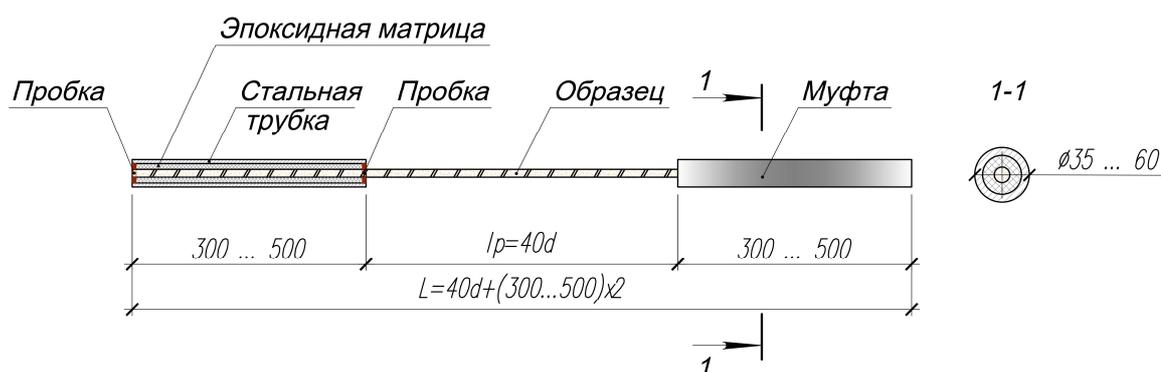


Рисунок 1.3 – Основной вид испытываемого образца

Рекомендованный метод сложен, трудоемок при изготовлении и при испытании не дает объективной оценки прочности материала, т. к. происходит либо выскользывание образца из муфты, либо разрыв образца вне рабочего участка, что объясняется концентрацией напряжений в зоне обжатия анкерных муфт коническими захватами испытательных машин [1, 37].

С учетом высокой статистической неоднородности результатов испытаний расчетное значение сопротивления растяжению (R_f) АКП по СП 63.133330.2012 [102] предложено определять по формуле:

$$R_f = \frac{\gamma_{f1} \cdot R_{f,n}}{\gamma_f}, \quad (1.1)$$

где γ_f – коэффициент надежности по материалу, принимаемый при расчете по предельным состояниям второй группы равным 1,0, а при расчете по предельным состояниям первой группы – равным 1,5;

γ_{f1} – коэффициент, учитывающий условия эксплуатации конструкции АКП, принимаемый для композитной стеклопластиковой арматуры, при условии эксплуатации конструкции на открытом воздухе равным – 0,7 (табл. Л1, Приложение Л СП. 63.133330.2012);

$R_{f,n}$ – нормативное значение сопротивления растяжению предлагается для АСК принимать равным 800 МПа, что соответствует коэффициенту вариации $\vartheta = 0,2 \div 0,25$ [24].

1. 2 Исследование совместной работы бетонных и железобетонных конструкций с композитной арматурой. Опыт применения. Рекомендации по проектированию

Исследования совместной работы бетонных и железобетонных конструкций с композитной арматурой начали проводиться в СССР с начала шестидесятих годов прошлого века. Эпоксидные композиты, армированные стекловолокном, стеклохолстом, стеклотканью, пытались применять для защиты от коррозии, усиления, армирования конструктивных элементов из цементного бетона [3, 45, 49, 84, 87, 94, 117, 118, 130].

Большой вклад в исследование совместной работы и возможности применения композитной арматуры (стеклопластиковой) в армобетонных конструкциях внесли – А. А. Гвоздев, К. В. Михайлов, Ю. М. Вильдавский, Н. А. Мощанский, В. И. Соломатов, В. П. Селяев, И. С. Дуров, Р. Г. Литвинов, А. П. Васильев, И. И. Фридман, В. И. Морозов, В. Ф. Степанова, В. И. Римшин, В. Г. Хозин [12, 44, 45, 49, 52, 54, 59, 97, 116]. Из зарубежных ученых – V. V. Brik, R. Fico, M. Maier, В. Франк, С. Кайфаш, W. Weiss [129, 130, 131, 138, 139, 142, 143].

В первой половине 60-х годов В. И. Соломатовым, А. А. Гвоздевым, С. С. Давыдовым, была предложена идея использования армированных полимерных композитов совместно с цементным бетоном [17, 18, 76, 99].

Эта идея получила развитие в работах отечественных и зарубежных ученых [12, 43, 44, 50, 51, 52, 129, 133, 137, 138, 139, 140].

В 1959 г. НИИЖБ СССР под управлением А. А. Гвоздева были проведены исследования применения стеклопластиковой арматуры в бетонных конструкциях [32]. Результатами исследований установлено, что из-за низкого модуля

упругости композитной арматуры изгибаемые элементы с АСК имеют повышенную деформативность и пониженные показатели трещиностойкости, по сравнению с железобетонными элементами. Для увеличения жесткости и трещиностойкости было предложено провести дополнительные испытания армобетонных изгибаемых элементов с предварительно напряженной стеклопластиковой арматурой. Исследования показали, что испытываемые балки работают без образования трещин при нагрузке равной 55 % от предельного значения.

В 1966 году Г. Д. Цискрели [120] проведены испытания железобетонных балок размерами 1000×100×150 мм на изгиб с усилением растянутой зоны эпоксидным составом – первый эксперимент; и стеклотканью, пропитанной эпоксидным составом – второй эксперимент. Процент армирования балок составлял – 0,4; 0,8; 1,2. Результатами испытаний зафиксировано увеличение трещиностойкости на 50 %, 25 % в первом эксперименте и на 65 %, 40 %, 10 % во втором эксперименте.

В то же время проведенные экспериментальные исследования [142, 143] совместной работы цементного бетона с эпоксидным покрытием В. Вайсом (ЧССР) свидетельствуют о повышении изгибающего момента трещинообразования балок.

И. И. Фридманом [115] проведены исследования железобетонных балок, растянутая зона которых была армирована эпоксидным покрытием толщиной 20 мм и предварительно напряженным эпоксидным покрытием. Анализ экспериментальных данных показал повышение несущей способности и трещиностойкости балок в 2–2,5 раза по сравнению с железобетонными балками без покрытия. Получены закономерности влияния процента армирования, нагружаемой схемы и формы поперечного сечения элементов, армированных стеклопластиковой арматурой по прочности наклонного сечения.

Я. И. Швидко были испытаны железобетонные балки размером 100×120×1180 мм с полимерными покрытиями по растянутой грани [124]. Балки были изготовлены из бетона марки М400 с рабочей арматурой класса А-I из двух

стержней \varnothing 8 мм и поперечной арматурой из стержней \varnothing 5 мм класса А-I. В качестве полимерного покрытия применялся эпоксидный клей с толщиной от 5 до 80 мм. Из результатов проведенных опытов следует, что жесткость и трещиностойкость двухслойных балок выше железобетонных.

В. П. Селяевым [87] проведены испытания железобетонных балок размерами $100 \times 200 \times 1400$ мм с процентом армирования 1,3. Балки были покрыты эпоксидным полимером и армированы стеклотканью по одной растянутой зоне и по трем граням, включая боковые. Данные исследования показали, что с увеличением прочности композита и модуля деформации увеличивается жесткость бетона. Наиболее эффективными оказались балки, покрытые по трем граням, трещиностойкость которых повысилась в 2,5–3 раза.

Им же экспериментально изучена работа балок на изгиб с размерами поперечного сечения $100 \times 200(h)$ мм длиной 1400 мм процент армирования которых составил 0,70 %. С внешней стороны балки были покрыты эпоксидным составом по: боковым граням; по одной растянутой и по всем трем граням. Установлено увеличение несущей способности, прочность балки покрытой по одной грани соответствует прочности элемента по двум боковым граням. Максимальная несущая способность получена также при покрытии по трем граням.

Из результатов проведенных исследований можно сделать вывод, что эпоксидные полимерные покрытия положительно влияют на работу железобетонных элементов при действии статических и динамических нагрузок. В изгибаемых элементах в два раза повышаются нагрузки, при которых происходит образование первых трещин, а в эффективно армированных конструкциях момент трещинообразования совпадает с разрушающей нагрузкой.

В. П. Селяевым разработаны конструктивные решения по усилению железобетонных конструкций с помощью армированных эпоксидных покрытий; проанализирована работа железобетона с эпоксидными покрытиями при действии статической и динамической нагрузок [87, 92, 95]; показана возможность применения эпоксидных покрытий для защиты от коррозии и усиления

строительных конструкций [76, 87, 88, 92]; проведены комплексные исследования влияния эпоксидных покрытий армированных стеклохолстами, стеклотканью на трещиностойкость железобетонных изгибаемых элементов. Установлено, что армированные эпоксидные покрытия могут в 2–3 раза повысить момент трещинообразования железобетонных изгибаемых элементов [74, 75, 96, 99, 100]. Впервые в 1973–1975 годах эпоксидные покрытия, армированные стеклотканью, были применены для усиления железобетонных ферм, у которых из-за низкой предельной прочности бетона образовались продольные трещины в нижнем поясе фермы. Процесс развития трещин был остановлен эпоксидными покрытиями. При этом нанесение эпоксидных покрытий на бетон повысило его прочность на 40 %. В работах В. П. Селяева дано теоретическое объяснение эффекта упрочнения бетона эпоксидными покрытиями [74, 75, 87, 96].

Совместная работа железобетонных конструкций с усиливающими композитными армирующими покрытиями повышает выносливость, сопротивление бетона действию агрессивных сред [72, 99, 100].

По результатам исследований предложено армированные полимерные композиты применять для усиления и защиты железобетонных конструкций от агрессивных воздействий.

В исследованиях Р. Г. Литвинова: получены сведения о деформативных свойствах стеклопластиковой арматуры, изготовленной в виде лент прямоугольного сечения; определены средние значения напряжения сцепления различных профилей с бетоном, которые составили при длине заделки в 200 мм 1,8–2,8 МПа; проведены испытания балок с преднапряженными стеклопластиковыми лентами; рассмотрены различные виды разрушений (по нормальному и наклонному сечению) [44].

В 1970 г. в НИИЖБ К. В. Михайловым и Ю. В. Вильдавским были испытаны восемь серий балок, армированных белорусской стеклопластиковой арматурой $\varnothing 4$ мм–6 мм, из бетона М300–350 размерами $2400 \times 190 \times 240(h)$. Потери предварительного напряжения в элементе от релаксации в стержневой арматуре не превысили 4 %. Момент образования трещин составил 50–65 % от

разрушающей нагрузки для преднапряженных элементов и 30–40 % для элементов без предварительного напряжения и 60–65 % [49, 50, 51, 52].

Испытания балок, армированных стеклопластиковой арматурой при изгибе, проведенные Ю. М. Вильдавским и К. В. Зеленским [12] показали, что при нагрузке равной моменту трещинообразования жесткость балок значительно уменьшается. Этот эффект связан с низким показателем модуля упругости композитной арматуры.

Старший научный сотрудник ИСиА Госстрой БССР Н. П. Фролов обобщил результаты исследований стеклопластиковой арматуры, проведенных советскими учеными. Установлено, что диаметр арматурных стержней влияет на прочностные показатели, с увеличением диаметра прочность снижается. Данное явление можно объяснить масштабным эффектом и неравномерной передачей напряжений по сечению стержня (наружные волокна являются более напряженными). Проведен статистический анализ изменения деформативных (коэффициент вариации по модулю упругости 15–19 %), прочностных (коэффициент вариации 8–18 %) характеристик стеклопластиковой арматуры. Выявлена зависимость прочности композита от температуры испытаний, отмечено повышение прочности при отрицательных температурах (до $-40\text{ }^{\circ}\text{C}$) и снижение прочности при повышении температуры до $100\text{ }^{\circ}\text{C}$. В современных нормах ГОСТ 31938–2012 предельная температура эксплуатации композитной арматуры составляет $60\text{ }^{\circ}\text{C}$. Огнестойкость при температуре $100\text{ }^{\circ}\text{C}$ составила 13–18 минут. Даны рекомендации по применению композитной арматуры в железобетонных конструкциях [116, 117, 118].

В работе V. V. Brik (США) приведены результаты экспериментальных исследований балок, армированных гладкой композитной арматурой и балок с арматурой периодического профиля. Установлено, что разрушение конструкций с гладкой арматурой происходит в результате нарушения сцепления и анкеровки арматуры, в балках с арматурой периодического профиля разрушение происходит от разрыва или повышенной деформации арматуры. Экспериментально установлено, что показатели сцепления стеклопластиковой арматуры с

периодическим профилем сопоставимы с показателями для стальной арматуры [129, 130].

В Киевском национальном университете строительства и архитектуры проведены исследования по определению химической стойкости базальтопластиковой арматуры при воздействии агрессивных сред. Проведены исследования изгибаемых балок сечением $120 \times 220 \times 1300$ мм со стеклопластиковой арматурой.

При нормативной нагрузке ширина раскрытия трещин составила 0,55–0,60 мм. Увеличение процента армирования позволило уменьшить ширину раскрытия трещин до 0,28 мм. Сопоставление опытных и теоретических данных не проводилось.

Замечено, что процессы разрушения и трещинообразования балок со стеклопластиковой арматурой подобны балкам с металлической арматурой. Противодействие балок действию поперечной силы с увеличением обжатия возрастает. Гораздо интенсивное деформирование балок с композитной арматурой происходит из-за низкого модуля упругости стеклопластиковых стержней.

Исследователями предпринята попытка выполнить оценку жесткости, прочности и трещиностойкости армобетонных конструкций по методике СНиП II-21–75, учитывая физико-механические характеристики композитной арматуры.

В работах В. И. Морозова и его учеников рассмотрены особенности работы двухпролетных железобетонных балок по прочности наклонного сечения, усиленных фиброармированными композиционными материалами. Также в ПК Ansys проведен анализ результатов испытаний серии балок с различным поперечным армированием. Авторами показано, что увеличение процента армирования усиливаемых элементов неблагоприятно сказывается на эффекте внешнего армирования. Одновременно с этим доказана эффективность использования внешнего усиления в изгибаемых элементах по наклонным сечениям [53].

В последние годы получены новые экспериментальные данные по работе бетонных конструкций с композитной арматурой, которые опубликованы в статьях В. П. Селяева, В. И. Морозова, В. И. Римшина, В. Ф. Степановой, В. Г. Хозина, А. Р. Гиздатуллина [15, 36, 53, 56, 60, 61, 67, 109, 80, 92, 103, 104, 105, 106].

Высокая удельная прочность, универсальное сопротивление действию воды, отрицательных температур, агрессивных сред, дают возможность применять композитные полимерные материалы в самых разнообразных условиях.

С середины XX века композитную арматуру начали применять в каменных и армокаменных конструкциях для армирования стен; в армобетонных конструкциях при армировании балок, свай, ростверков, дорожных плит и других элементов.

После Карпатского землетрясения 1977 г. в Республике Молдова лабораторией Кишиневского политехнического института проведены экспериментальные исследования в области применения полимерных композитов для усиления железобетонных монолитных конструкций жилых зданий и промышленных сооружений.

В настоящее время выполнены усиления конструкций композитными армированными полимерами на основе углеволокна на таких объектах как: эстакада третьего транспортного кольца в г. Москва; Пермский завод по производству фанеры; железнодорожный мост в г. Домодедово; Орский консервный комбинат; здание Адмиралтейства в г. Санкт-Петербург; офисное здание диспетчерского центра ОАО «Системный оператор единой энергетической системы» в г. Москва; чаши бассейна в СК «Трудовые резервы» в г. Москва; ГУП «Москоллектор» в г. Москва и др. За каждым объектом усиления ведется постоянный надзор и мониторинг состояния конструкций, в результате которых установлено, что деформации не превышают расчетных предельных значений, отсутствуют отслоения элементов усиления и не наблюдается признаков усталостной деградации.

Известны работы по исследованию долговечности усиленных конструкций. В результате экспериментальных исследований установлена линейная зависимость ползучести от логарифма времени. При длительности испытаний 1000 часов коэффициент длительной прочности для стеклопластика составил 0,35; для углепластика 0,8; для арамидопластика 0,50 [43]. Отмечено, что данные материалы имеют хорошие показатели по водонепроницаемости и устойчивы к воздействию агрессивных сред. Даны рекомендации для устройства предварительного напряжения углепластиковых лент и их огнезащиты лакокрасочными огнеупорными составами.

В 1987 г. в Швейцарии (ЕМРА) проведены испытания строительных конструкций, усиленных полимерными эпоксидными составами с применением углеродного волокна в различных климатических условиях при действии статических и динамических нагрузок. Результатами испытаний зафиксировано образование льда в микротрещинах, что не повлияло на снижение прочности элемента. На основе комплексных испытаний принято решение начать массовое применение данных систем для усиления в железобетонных конструкциях.

1.3 Методы прогнозирования долговечности и расчета армобетонных изгибаемых элементов

Долговечность – это свойство объекта сохранять работоспособность до наступления предельного состояния. Долгое время считалось, что бетонные и железобетонные конструкции обладают неограниченной прочностью, кроме того с ростом прочности увеличивается и долговечность конструкции.

Эксплуатационная же практика показывает обратное, что каждый элемент конструкции имеет определенный срок службы, который необходимо уметь рассчитывать. Также до сих пор нормативно-технической документацией не предложены методы расчета и оценки ресурса армобетонных строительных конструкций в условии силового нагружения и действия агрессивных сред.

За рубежом активно занимаются решением этой проблемы: в американском институте бетона (ACI) комитет «Долговечность бетонов и конструкций»;

технический комитет I30-CSL международного союза лабораторий по испытанию и исследованию материалов и конструкций (RILEM); международный комитет по разработке модельного кода для проектирования железобетонных конструкций для стран Азии (ICACMC); национальные комитеты ведущих развитых стран, а также международные организации IB, IABSE, CEB, FIB, ISO.

Разрабатываются новые стандарты для планирования срока службы. Исследования проводятся в рамках общеевропейской программы «Жизненный цикл зданий и объектов инфраструктуры» (LIFE-TIME).

В британские нормы проектирования железобетонных конструкций введены новые предельные состояния по долговечности. В институте стандартов (BSI) и американском институте бетона (ACI) подготовлены руководства по проектированию долговечных бетонных и железобетонных конструкций. Евросоюзом выпущен справочник проектировщика «Долговечность железобетонных конструкций». CIB–RILEM ввел в действие методику проектирования зданий и сооружений с учетом требуемой долговечности и условий эксплуатации.

В СП 63.13330.2012 [102] «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» общими требованиями к бетонным и железобетонным конструкциям (п. 4.4) установлено положение: «Для выполнения требований долговечности конструкция должна иметь такие начальные характеристики, чтобы в течение установленного длительного времени она удовлетворяла бы требованиям по безопасности и эксплуатационной пригодности с учетом влияния на геометрические характеристики конструкции и механические характеристики материалов различных расчетных воздействий (длительное воздействие нагрузки, неблагоприятные климатические, технологические, температурные и влажностные воздействия, попеременное замораживание и оттаивание, агрессивные воздействия и др.)».

Однако СП не предложены расчетные модели деградации изгибаемых элементов из цементного бетона, армированных металлической и композитной арматурой, позволяющие прогнозирование изменения несущей способности,

прогибов под действием агрессивных сред. В связи с чем проблема расчета и прогнозирования долговечности конструкций актуальна.

Попытки предложить модели оценки долговечности железобетонных конструкций при действии химически активных сред предпринимались неоднократно. Можно выделить три основных подхода – вероятностный, материаловедческий и конструкторский.

В 1924 г. Н. С. Стрелецкий обратил внимание на три фактора, которые влияют на безопасность сооружений [107, 108]: изменчивость свойств материала; изменчивость нагрузки; конструктивную поправку на правильность и качество изготовления конструкций. Он предложил определять срок службы конструкции по минимуму эксплуатационных расходов.

Статистическая природа долговечности была показана М. Maier (1926 г.) и Н. Ф. Хоциаловым (1929 г.) [119, 141].

Вероятностные методы расчета надежности строительных конструкций, получили развитие в работах В. В. Болотина, А. Р. Ржаницына, В. Д. Рейзера, В. П. Чиркова, А. М. Пухонто. Внедрение вероятностных методов идет медленно, так как нет достаточной статистической выборки данных [7, 79, 83, 85, 86, 121, 122, 123].

В. В. Болотин впервые применил теорию случайных процессов к решениям задач надежности долговечности с учетом фактора времени и сформулировал основные положения.

Условие надежности конструкции в течение времени эксплуатации предложено записывать в следующем виде:

$$P_{(t)} \geq P_H, \quad (1.2)$$

где $P_{(t)}$ – вероятность безопасной работы конструкции в момент времени t ;

P_H – нормативное значение.

Предельное условие означает, что опасное состояние наступает в том случае, если усилие от внешней нагрузки S превышает несущую способность элемента Z , то есть, если $S - Z > 0$ с вероятностью $1 - P_{(t)}$.

Для расчета вероятности безопасной работы необходимо знать вероятностные характеристики системы «нагрузка-прочность».

Для любого момента времени должны быть описаны распределения несущей способности $f(z, t)$ и нагрузок $f(s, t)$, и построены необходимые корреляционные связи между случайными величинами, определяющими состояние конструкции в течение срока ее службы.

В. В. Болотиным были предложены модели накопления повреждений, основанные на анализе процесса зарождения и роста трещин.

А. Р. Ржаницин [85] предложил вероятность безотказной работы конструкции $P_{(t)}$ за заданный срок службы n лет определять, как вероятность неравенства

$$R - Q_n > 0, \quad (1.3)$$

где Q_n – обобщенная нагрузка, которая может возникнуть в течение расчётного срока службы;

R – характеристика обобщенной прочности конструкции. Тогда резерв прочности конструкции определяется как:

$$S = R - Q_n, \quad (1.4)$$

вероятность безотказной работы

$$P_{(t)} = \int_0^{\infty} P_s(t) dt, \quad (1.5)$$

где P_s – плотность распределения случайных величин с заданным законом распределения.

В. П. Чирковым [121] были разработаны методы расчета ресурса для железобетонных конструкций транспортных сооружений.

Для описания изменения несущей способности $\Phi_{(t)}$ с учетом факта фактора времени и накопления повреждений предложена формула:

$$\Phi_{(t)} = a_{\phi(t)} \Phi_0, \quad (1.6)$$

где Φ_0 – несущая способность железобетонной конструкции после ее изготовления при $t=0$;

$a_{\phi(t)}$ – функция времени, которая показывает на какую величину изменится несущая способность конструкции при ее эксплуатации в течение времени.

Материаловедческий подход получил развитие в работах Ю. М. Баженова, Б. В. Гусева, С. В. Федосова, С. Н. Леоновича, П. Г. Комохова, В. И. Соломатова, С. В. Шестоперова, Ш. М. Рахимбаева, Е. А. Гузеева, Г. С. Рояка и др. [4, 5, 29, 30, 31, 42, 82, 98, 99].

Он базируется на учете основных фундаментальных законов – действующих масс и действующих поверхностей. Анализ долговечности производится путем моделирования процессов взаимодействия агрессивной среды с бетоном, исходя из принципов: общая массы системы не изменяется, отрицательные концентрации не могут существовать; скорость реакции является непрерывной функцией концентрации реагентов; функция концентрации неразрывна [4, 31, 82, 99, 125].

Во многих работах предлагается оценивать долговечность бетона по скорости вымывания гидроксида кальция из объема цементного камня [90, 93, 99]. Ю. М. Баженова считал, что разрушение бетона наступает при потере бетоном 30 % СаО. Скорость выщелачивания зависит: от скорости и состава воды, фильтрующейся через бетон; химического состава водных растворов, взаимодействующих с бетоном; химического состава газовой среды [4].

Принято считать на основании экспериментальных данных, что: долговечность бетонного изделия прямо пропорциональна расходу цемента в бетоне; деструктивный процесс, лимитирующий долговечность изделия из бетона, протекает в три этапа: 1 – адсорбция воды и агрессивных ионов в порах и капиллярах бетона; 2 – взаимодействие агрессивных ионов с реакционно способными компонентами цементного камня; 3 – ослабление и разрушение цементного камня. Ш. М. Рахимбаев предлагает рассматривать дополнительно этап кольтматации, который предшествует разрушению [82].

Японские исследователи предлагают долговечность бетона определить методом эмпирических оценок по формуле:

$$\tau = \tau_n \text{ ABCDEFHG}, \quad (1.7)$$

где τ – долговечность изделия;

τ_n – нормативная долговечность;

$A - G$ – коэффициенты (эмпирические оценки), учитывающие различные факторы (элементный, минералогический, фазовый состав компонентов; их соотношения; условия эксплуатации; технология изготовления и т. д.)

В ряде работ долговечность бетона в сульфатных средах предлагается оценивать по накоплению SO_3 , предполагая начало разрушения при $SO_3 > (10 - 16) \%$.

В работах В. И. Соломатова, В. П. Селяева [75, 96, 99] изучены и описаны процессы биодegradации, химической degradation, демпфирующие свойства материалов, разработаны модели поведения материалов в жидких агрессивных средах, рассмотрены распределения свойств по сечению конструктивных элементов, особенности degradation цементных покрытий.

Предложено прогнозирование долговечности изделий производить методом degradationонных функций.

Конструкторский подход к решению задачи прогнозирования долговечности получил развитие в работах В. М. Бондаренко, В. П. Селяева, В. И. Колчунова, В. С. Федорова, Г. В. Мурашкина и др. [8, 9, 10, 68, 77, 78, 89, 90, 91, 93]. В. В. Петровым и учениками его школы И. Г. Овчиниковым, П. В. Селяевым предложены теоретические модели прогнозирования долговечности строительных конструкций, основанные на методах строительной механики [57, 58, 70, 96].

Метод расчета железобетонных элементов и прогнозирования сроков их безопасной эксплуатации на основе механики разрушения разработан К. А. Пирадовым и Е. А. Гузеевым, который базируется на гипотезах о постоянстве критического коэффициента интенсивности напряжений железобетона, трех типов трещин и механизмов их образования и развития. Предложены формулы для расчета и прогнозирования ресурса работы и время эксплуатации железобетонных конструкций [71, 81].

И. Т. Мирсаяповым разработаны методы прогнозирования остаточной несущей способности железобетонных конструкций с дефектами и

повреждениями. Предполагается, что разрушение сжатой полосы от преодоления сопротивления отрыву и сдвигу происходит после накопления микро- и макротрещин в определенном критическом объеме [48].

А. И. Попеско предложен метод расчета железобетонных конструкций, подверженных коррозии в различных агрессивных средах [73], который одновременно учитывает коррозию бетона и арматуры, длительность процесса силовых воздействий.

В. П. Селяев предлагает для оценки долговечности железобетонных конструкций, работающих в условиях действия агрессивных сред применять деградационные модели и деградационные функции вида:

$$D = B(t)/B(0) = f(t, T, \sigma, c, h, \alpha, a), \quad (1.8)$$

где t – время;

T – температура;

σ – напряжение;

c – концентрация агрессивной среды;

h – геометрическая характеристика;

α и a – параметры деградации [70, 80, 85].

Для элементов конструкций, работающих на осевое сжатие или растяжение, деградационные функции жесткости и несущей способности записываются в виде соотношений:

$$D(W_c) = \iint_{F(t)} E(t, y, x) dx dy / \iint_{F(t_0)} E(t_0, y, x) dx dy, \quad (1.9)$$

$$D(N_p) = \iint_{F(t)} \varepsilon(t, x, y) E(t, x, y) dx dy / \iint_{F(t_0)} \varepsilon(t_0, x, y) E(t_0, x, y) dx dy. \quad (1.10)$$

Для изгибаемых элементов деградационные функции жесткости и несущей способности имеют вид:

$$D(W_u) = \iint_{F(t)} E(t, y, x) y^2 dx dy / \iint_{F(t_0)} E(t_0, y, x) y^2 dx dy, \quad (1.11)$$

$$D(M_p) = \iint_{F(t)} \varepsilon(t, x, y) E(t, x, y) y dx dy / \iint_{F(t_0)} \varepsilon(t_0, x, y) E(t_0, x, y) y dx dy. \quad (1.12)$$

Вид деградационной функции выбирают исходя из характера распределения агрессивной среды, напряжений по площади поперечного сечения и учитывая связь между различными деградационными функциями:

$$D(N) = f\{D(W)\}; D(M) = f\{D(N)\}; D(M) = f\{D(W)\}. \quad (1.13)$$

Параметры деградации α и a предлагается определять на основе законов: сорбции (Лангмюра), переноса среды (Фика) и действия масс (Гульдберга-Вааге).

Функции деградации дают возможность описать изменение несущей способности при сжатии, изгибе, растяжении и жесткости конструктивного элемента или изделия во времени. Функции деградации учитывают влияние на долговечность размеров поперечного сечения, вида напряженно деформируемого состояния.

Р. Б. Гарибов [16] рассмотрел долговечность железобетонного элемента в условиях сульфатной коррозии. Модель деформирования бетона, подвергающегося воздействию сульфатсодержащей среды, имеет вид:

$$\sigma = \begin{cases} A_p \varepsilon - B_p \varepsilon^3, \sigma > 0 \\ A_c \varepsilon - B_c \varepsilon^3, \sigma < 0 \end{cases}. \quad (1.14)$$

В статье Г. В. Мурашкина А. А. Коновалова [40] рассмотрено изменение свойств бетона, стальной арматуры как процесса, который влияет на остаточный срок службы железобетонных конструкций.

Для оценки изменения прочностных параметров бетона во времени были предложены следующие модели:

1. Математическая модель изменения прочности бетона естественного твердения в виде функции:

$$R(t) = R_0(1 + \alpha \cdot \lg t) - k_R \cdot (t - t_0), \quad (1.15)$$

где R_0 – прочность бетона в момент времени t_0 ;

t_0 и t – возраст бетона, лет;

α – коэффициент, характеризующий интенсивность прироста прочности бетона со временем и зависящий от состава бетонной смеси, условий хранения образцов и других факторов;

k_R – коэффициент интенсивности снижения прочности бетона вследствие деструктивных процессов (определяется в ходе обследования конструкции исходя из фактической прочности бетона).

2. Модель нарастания прочности бетона во времени:

$$R_t = R_m \left[1 - \left(\frac{R_m - R_{28}}{R_m} \right)^{\frac{1}{28}} \right], \quad (1.16)$$

где t – возраст бетона, сут. (время от момента изготовления бетона до приложения внешней нагрузки);

R_m – максимальная (асимптотическая) прочность ненагруженного бетона на сжатие при $t \rightarrow \infty$;

R_{28} – проектная прочность (класс) бетона в возрасте 28 суток;

R_t – искомая (фактическая) прочность бетона в момент приложения внешней нагрузки.

Метод А. А. Васильева [11] основан на оценке изменения показателей рН и КС (карбонатная составляющая). Построены экспериментальные зависимости $\sqrt{t} = f(\text{рН})$ и $\sqrt{t} = f(\text{КС})$ основных типов железобетонных конструкций для различных условий эксплуатации.

На основании данных зависимостей получены выражения для прогнозирования изменения показателей рН и КС защитного слоя бетона железобетонных конструкций.

Применение полученных зависимостей дает возможность прогнозировать изменение во времени технического состояния конструкций.

1.4 Методы расчета изгибаемых армированных бетонных конструкций

Выбор расчетного метода железобетонных конструкций зависит от вида напряженно-деформированного состояния конструкции, физических, механических и реологических свойств материалов, предельного состояния, для которого выполняется расчет, а также специфических условий проектирования.

Идеализируя железобетонную конструкцию, проектировщик заменяет ее некоторым описанием, соответствующим теоретической модели поведения конструкции при внешнем воздействии. В зависимости от принятой техники расчетов это может быть как аналитическая, так и численная модель.

Нормативными требованиями установлены две группы предельных состояний: первая – по несущей способности; вторая – по пригодности к

нормальной эксплуатации или уменьшающие долговечность зданий и сооружений по сравнению с предусматриваемым сроком службы.

Предельное состояние – несоответствие нормативным требованиям конструкции, при котором она перестает удовлетворять эксплуатационным требованиям [23].

Расчет по первой группе предельных состояний выполняется с целью предотвращения: разрушения конструкции (расчет по прочности), потери устойчивости формы или положения, усталостного разрушения (расчет на выносливость), разрушения под совместным воздействием силовых факторов и неблагоприятных воздействий внешней среды.

Расчет по второй группе предельных состояний выполняется с целью предотвращения развития недопустимых деформаций (расчет прогибов, ширины раскрытия трещин, углов поворота).

Физическую нелинейность и анизотропию следует учитывать в определяющих соотношениях, связывающих между собой напряжения и деформации (или усилия и перемещения), а также в условиях прочности и трещиностойкости материала.

Расчет железобетонных конструкций можно выполнять в два этапа. На первом этапе методами механики деформируемого твердого тела определить опасные сечения. На втором этапе с учетом появления трещин применить диаграммный метод расчета, основанный на применении деформационных моделей [34].

Академиком РААСН В. В. Петровым предложено при расчете на прочность и жесткость балок, пластинок и призматических оболочек из нелинейно-упругого материала применять фундаментальную инкрементальную систему уравнений [69], которая получена на основе системы уравнений деформационной теории пластичности.

Так как уравнения равновесия линейны (уравнение Л. Новье), то в инкрементальном виде они будут также линейными относительно приращения нормальных и касательных напряжений:

$$\begin{aligned}
\frac{\partial \Delta \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \Delta \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \Delta \tau_{xz}}{\partial z} &= 0; \\
\frac{\partial \Delta \tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \Delta \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \Delta \tau_{yz}}{\partial z} &= 0; \\
\frac{\partial \Delta \tau_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \Delta \tau_{zy}}{\partial y} + \frac{\partial \Delta \sigma_z}{\partial z} &= 0;
\end{aligned} \tag{1.17}$$

$$\Delta \tau_{xy} = \Delta \tau_{yx}; \quad \Delta \tau_{yz} = \Delta \tau_{zy}; \quad \Delta \tau_{zx} = \Delta \tau_{xz}.$$

Геометрические соотношения О. Коши в инкрементальной записи будут также линейными относительно приращений перемещений:

$$\begin{aligned}
\Delta \varepsilon_x &= \frac{\partial \Delta u}{\partial x}; \quad \Delta \varepsilon_y = \frac{\partial \Delta v}{\partial y}; \quad \Delta \varepsilon_z = \frac{\partial \Delta w}{\partial z}; \\
\Delta \gamma_{xy} &= \frac{\partial \Delta u}{\partial y} + \frac{\partial \Delta v}{\partial x}; \quad \Delta \gamma_{yz} = \frac{\partial \Delta v}{\partial z} + \frac{\partial \Delta w}{\partial y}; \quad \Delta \gamma_{zx} = \frac{\partial \Delta w}{\partial x} + \frac{\partial \Delta u}{\partial z}.
\end{aligned} \tag{1.18}$$

Линейными относительно приращений деформаций будут и инкрементальные уравнения неразрывности деформаций Б. де Сен-Венана:

$$\begin{aligned}
\frac{\partial^2 \Delta \varepsilon_x}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \Delta \varepsilon_y}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Delta \gamma_{xy}}{\partial x \partial y} &= 0; \\
\frac{\partial^2 \Delta \varepsilon_y}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 \Delta \varepsilon_x}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \Delta \gamma_{yz}}{\partial y \partial z} &= 0; \\
\frac{\partial^2 \Delta \varepsilon_z}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Delta \varepsilon_y}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 \Delta \gamma_{zx}}{\partial x \partial z} &= 0; \\
\frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial \Delta \gamma_{xy}}{\partial z} - \frac{\partial \Delta \gamma_{yz}}{\partial x} + \frac{\partial \Delta \gamma_{zx}}{\partial y} \right) &= 2 \frac{\partial^2 \Delta \varepsilon_x}{\partial y \partial z}; \\
\frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial \Delta \gamma_{yz}}{\partial x} - \frac{\partial \Delta \gamma_{zx}}{\partial y} + \frac{\partial \Delta \gamma_{xy}}{\partial z} \right) &= 2 \frac{\partial^2 \Delta \varepsilon_y}{\partial x \partial z}; \\
\frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial \Delta \gamma_{zx}}{\partial y} - \frac{\partial \Delta \gamma_{xy}}{\partial z} + \frac{\partial \Delta \gamma_{yz}}{\partial x} \right) &= 2 \frac{\partial^2 \Delta \varepsilon_z}{\partial x \partial y}.
\end{aligned} \tag{1.19}$$

Физические уравнения в инкрементальной форме предложено записывать в следующем виде [69]:

$$\begin{aligned}
\Delta \varepsilon_x &= \frac{1}{E_k} \left[\Delta \sigma_x - \frac{1}{2} (\Delta \sigma_y + \Delta \sigma_z) \right]; \quad \Delta \gamma_{xy} = \frac{3}{E_k} \Delta \tau_{xy}; \\
\Delta \varepsilon_y &= \frac{1}{E_k} \left[\Delta \sigma_y - \frac{1}{2} (\Delta \sigma_z + \Delta \sigma_x) \right]; \quad \Delta \gamma_{yz} = \frac{3}{E_k} \Delta \tau_{yz}; \\
\Delta \varepsilon_z &= \frac{1}{E_k} \left[\Delta \sigma_z - \frac{1}{2} (\Delta \sigma_x + \Delta \sigma_y) \right]; \quad \Delta \gamma_{zx} = \frac{3}{E_k} \Delta \tau_{zx}.
\end{aligned} \tag{1.20}$$

Вводя в эту инкрементальную систему уравнений нелинейно-деформируемого тела дополнительные гипотезы, можно получить уравнения для решения конкретных задач.

Диаграммная методика расчета стержневых элементов основана на применении обобщенных физических зависимостей, связывающих кривизну элемента и относительные деформации на уровне выбранной продольной оси элемента с моментами и нормальными силами.

Обобщенные физические зависимости формируются с применением: диаграмм связи напряжений с относительными деформациями бетона, арматуры; гипотезы плоских сечений (закон Бернулли); гипотезы о равномерном распределении усредненных напряжений по ширине поперечного сечения элемента и по высоте элементарной полоски малой толщины, на которые разделяется по высоте поперечное сечение; правила знаков – сжатие со знаком «минус», растяжение – «плюс».

Классическая модель сопротивления материалов механическим вертикальным нагрузкам в плоскости симметрии (рисунок 1.4) представляется в виде системы уравнений, которые для диаграммного метода можно записать в следующем виде:

– уравнения статики – равновесия внешних сил и внутренних усилий в нормальном сечении элемента:

$$M_x = \sum_i \sigma_{bi} A_{bi} Z_{bi} + \sum_j \sigma_{sj} A_{sj} Z_{sj}; \quad (1.21)$$

$$N = \sum_i \sigma_{bi} A_{bi} + \sum_j \sigma_{sj} A_{sj};$$

– геометрические уравнения, устанавливающие связь между относительными деформациями и перемещениями:

$$\varepsilon_{bi} = \varepsilon_0 + \frac{1}{r_x} Z_{bxi}; \quad \varepsilon_{bj} = \varepsilon_0 + \frac{1}{r_x} Z_{sxj}; \quad (1.22)$$

– физические уравнения:

$$\sigma_{bi} = E_{bisec} \varepsilon_{bi}, \quad \sigma_{sj} = E_{sjsec} \varepsilon_{sj}, \quad (1.23)$$

где M_x , N – изгибающий момент и продольная сила оси внешней нагрузки. При внецентренном приложении нагрузки N с эксцентриситетом e_x имеем $M_x = M_{xd} + N e_x$;

A_{bi} , Z_{bi} – площадь, координаты центра тяжести i -й полоски;

ε_0 – относительная деформация по оси элемента;

ε_{bi} – по оси центра тяжести полоски;

$\frac{1}{r_x}$ – кривизна продольной оси;

E_{bisec} – секущий модуль упругости.

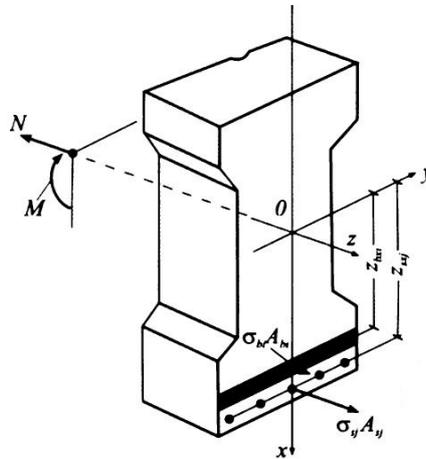


Рисунок 1.4 – Расчетная схема нормального сечения с вертикальной осью симметрии

Внося зависимости (1.22) в (1.23) и подставляя полученные значения σ_{bi} в (1.21), получаем физическое соотношение вида:

$$M_x = D_{11} \frac{1}{r_x} + D_{13} \varepsilon_0; N = D_{13} \frac{1}{r_x} + D_{33} \varepsilon_0, \quad (1.24)$$

где D_{ij} – жесткость изгибаемого элемента, определяемая по формулам:

$$\begin{aligned} D_{11} &= \sum_i A_{bi} Z_{bxi}^2 E_{bisec} + \sum_j A_{sj} Z_{sxj}^2 E_{sjsec}; \\ D_{13} &= \sum_i A_{bi} Z_{bxi} E_{bisec} + \sum_j A_{sj} Z_{sxj} E_{sjsec}; \\ D_{33} &= \sum_i A_{bi} E_{bisec} + \sum_j A_{sj} E_{sjsec}. \end{aligned} \quad (1.25)$$

Для определения кривизны и относительного удлинения ε_0 система (1.24) разрешается относительно деформаций и принимает вид:

$$\frac{1}{r_x} = B_{11}M_x + B_{13}N;$$

$$\varepsilon_0 = B_{13}M_x + B_{33}N; \quad (1.26)$$

$$\text{где } B_{11} = \frac{D_{33}}{D_{11}D_{33}-D_{13}^2}; \quad B_{13} = \frac{D_{13}}{D_{11}D_{33}-D_{13}^2}; \quad B_{33} = \frac{D_{11}}{D_{11}D_{33}-D_{13}^2}. \quad (1.27)$$

Из условия $\varepsilon_{bi} = \frac{1}{r_x}Z_0 + \varepsilon_0 = 0$ получаем

$$Z_0 = \frac{B_{13}M_x + B_{33}N}{B_{11}M_x + B_{13}N} = -\frac{D_{11}N - D_{13}M_x}{D_{33}M_x - D_{13}N}. \quad (1.28)$$

Тогда высота сжатой зоны $x_c = x_0 + Z_0$.

ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 1

Анализ информационных источников, посвященных исследованиям свойств композитной арматуры и ее совместной работе в бетонных конструкциях, позволяет сделать следующие выводы:

- композитная арматура в настоящее время является перспективным материалом и необходимо проведение дальнейших исследований в данной области;
- показатели прочности арматуры при длительном воздействии агрессивной щелочной среды снижаются;
- применение композитной полимерной арматуры ограничено, т. к. при температуре выше 60 °С происходит деструкция композита, в результате чего эпоксидная матрица теряет свои физико-механические характеристики;
- проведенные эксперименты по исследованию прочности армобетонных конструкций, изготовленных с применением композитной арматуры, показали различный характер разрушения опытных образцов. Многие авторы, используя однотипные материалы, получили результаты, которые не поддаются сопоставлению;
- действующими нормативными документами не предложены расчетные модели деградации изгибаемых элементов из цементного бетона, армированных композитной арматурой, позволяющие прогнозирование изменения несущей способности, прогибов под действием агрессивных сред.

2 ИССЛЕДОВАНИЕ ПРОЧНОСТНЫХ И ДЕФОРМАТИВНЫХ СВОЙСТВ КОМПОЗИТНОЙ АРМАТУРЫ

2.1 Испытания композитного арматурного стержня на осевое растяжение

Для исследования физико-механических характеристик композитных арматурных стержней были проведены экспериментальные исследования по определению предела прочности при растяжении стеклопластиковой арматуры компании «Армастек» [110] диаметром 6,5 мм. Номинальный диаметр составил $d=5,1$ мм.

Испытание по определению предела прочности при растяжении проводилось по ГОСТ 31938-2012, ГОСТ 32492-2013 [24, 25], согласно требований которых композитный стержень устанавливался с двух концов в стальные трубки (муфты) с последующей заливкой составом холодного отверждения, в качестве которого была применена эпоксидная смола ЭД-20 по ГОСТ 10587–84 [19]. Для отверждения состава применялся отвердитель полиэтиленполиамин ПЭПА (ТУ 2413-357-00203447-99) [111]. Результаты испытаний приведены в таблице В.1 Приложения В.

Прочность композитного арматурного стержня при растяжении рассчитывали как отношение разрушающего усилия к площади его поперечного сечения по формуле вида:

$$\sigma = \frac{F}{A}, \quad (2.1)$$

где σ – предел прочности при растяжении;

F – нагрузка, при которой произошло разрушение образца;

A – площадь поперечного сечения образца, $A = 0,785 \cdot d^2$.

Модуль упругости определялся как отношение приращений нагрузок при растяжении в интервале от $0,2 F$ до $0,5 F$ к соответствующим данным нагрузкам деформациям по формуле:

$$E_f = \frac{F_1 - F_2}{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2) \cdot A}. \quad (2.2)$$

Согласно правилам приемки проката по характеристическим величинам (СТО АСЧМ 7–93) контрольная партия удовлетворяет техническим требованиям, если для всех контролируемых показателей выполняется условие:

$$\bar{X}_{15} - 2,33 \cdot S_{15} \geq X_k, \quad (2.3)$$

где \bar{X}_{15} – среднее арифметическое значение по результатам контроля 15 образцов;
 S_{15} – среднеквадратическое отклонение по результатам контроля 15 образцов;
 X_k – требуемое значение контролируемого параметра ($X_k=800$ МПа для АСК);
 2,33 – значение коэффициента приемлемости для $n=15$ ($p=0,95$) при вероятности 90 % ($1 - \alpha = 0,90$).

Среднее значение $\bar{X}_{15}=1198,75$ МПа. Стандартное отклонение $S_{15}=148,65$.

Проверяем условие:

$$1198,75 - 2,33 \cdot 148,65 \geq 800;$$

$852,4$ МПа ≥ 800 МПа – условие выполняется, следовательно, результаты эксперимента соответствуют техническим требованиям для композитной стеклопластиковой арматуры (АСК).

По экспериментальным данным рассчитано нормативное значение предела прочности при растяжении стеклопластиковой арматуры, заданному с 95%-й вероятностью по прочностным характеристикам.

Среднее значение $\sigma_m=1198,75$ МПа.

Стандартное отклонение $S_\sigma=148,65$.

Коэффициент вариации по прочности

$$v = S_\sigma / \sigma_m = 148,65 / 1198,75 = 0,12.$$

Нормативное значение сопротивления композитной арматуры растяжению

$$\sigma_{sn} = \sigma_m (1 - 1,64 \cdot v) = 1198,75 \cdot (1 - 1,64 \cdot 0,12) = 962,836 \text{ МПа.}$$

Нормативный метод испытаний имеет ряд недостатков: процесс изготовления образцов до их полной готовности к испытаниям трудоемок и материалозатратен; большинство разрывных машин имеют длину испытательной базы намного меньше длины экспериментального образца; разрушение большинства образцов происходит вне длины рабочего участка с выскользыванием из испытательных муфт.

По результатам испытаний было предложено усовершенствовать конструкцию испытательной муфты. Предложено муфту заменить двумя металлическими стержнями цилиндрической формы длиной $20d$, которые прикладываются по оси с двух сторон и обматываются ровингом из стекловолокна, пропитанного эпоксидной смолой ЭД-20 с отвердителем ПЭПА. Предложенное поперечное сечение испытательной муфты представлено на рисунке 2.1. Результаты испытаний представлены в таблице В.2 Приложения В.

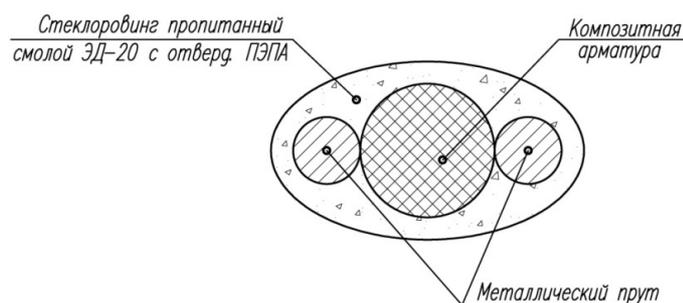


Рисунок 2.1 – Поперечное сечение испытательной муфты с металлическими прутами

Проверка метода показала, что разрушение композитного стержня в большинстве случаев происходит в середине рабочего участка образца.

2.2 Определение механических характеристик и свойств композитной стеклопластиковой арматуры методом продольного изгиба

В целом ряде работ [35, 46, 47] отмечается, что традиционные методы испытаний композитной арматуры не дают объективной оценки прочностного потенциала изделий, т. к. не решают проблему локализации места разрушения образцов в расчетной зоне. При осевом растяжении разрушение, как правило, инициируется посторонними, не расчетными сдвигающими воздействиями; не обеспечивается воспроизводимость прочностных и деформативных характеристик материала. Поэтому предложено механические показатели качества волокнистых композитов определять методом продольного изгиба [37, 38].

Образец в виде гибкого шарнирно опертого стержня нагружается осевой сжимающей силой до разрушения (рисунок 2.2). В процессе нагружения фиксируются значения сжимающей силы (F) и осевые перемещения торцов стержня (Δ); строится диаграмма деформирования « F - Δ ». По результатам обработки экспериментальных данных строится диаграмма деформирования « $\sigma - \varepsilon$ » и определяются модули упругости (E_i), пределы прочности (R_i), пределы пропорциональности (σ_i) при сжатии ($i = 1$) и растяжении ($i = 2$). Можно определить энергию разрушения (U).

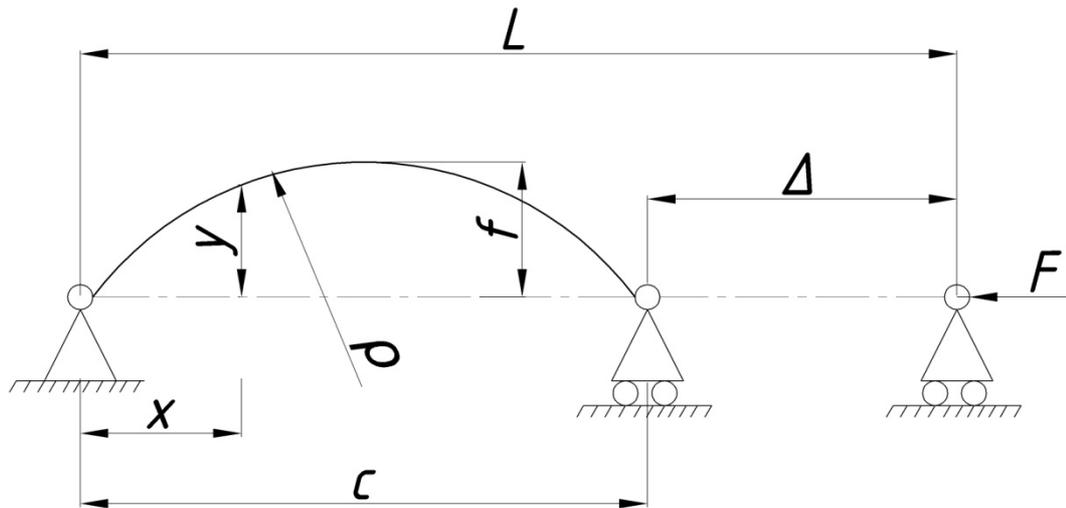


Рисунок 2.2 – Схема испытания образцов методом продольного изгиба

Определение механических характеристик $E_{1,2}$, $R_{1,2}$, $\sigma_{1,2}$, U основано на применении методов сопротивления материалов, согласно которым максимальные (краевые) напряжения в сжато-изогнутом стержне определяются по формуле вида:

$$\sigma = \frac{F}{A} \pm \frac{M}{W} = \frac{F}{A} \pm \frac{F \cdot f}{W}, \quad (2.4)$$

где M – момент от сжимающей силы F при стреле выгиба f ;

A и W – соответственно, площадь и момент сопротивления поперечного сечения, равные $A = \pi d^2/4$; $W = \pi d^3/32$;

d – диаметр образца.

Известно, что крайевые относительные деформации ε при заданном радиусе кривизны ρ можно определить по формуле $\varepsilon = \pm d/2\rho$.

Тогда из формулы (2.4) модуль упругости с учетом закона Гука и схемы нагружения (см. рисунок 2.2) можно определить по формуле вида:

$$E = \frac{4F(\frac{C^2}{4} + f^2)}{\pi d^3 f} \left[1 \pm 8 \frac{f}{d} \right]. \quad (2.5)$$

В формуле 2.5 значения C определяются по экспериментальным данным, так как $C = L - \Delta$. Стрелу выгиба f можно также измерить в процессе эксперимента. В работе [68] предлагается f и ρ определять по эмпирическим формулам:

$$f_1 = \frac{\sqrt{\frac{1}{2} \cdot \frac{(\delta + 0.252\delta^2 + 0.077\delta^3 + 0.079\delta^4)}{(0.125 - 0.015\delta - 0.008\delta^2)}}}{\pi(1 + 0.504\delta + 0.232\delta^2 + 0.315\delta^3)}, \quad (2.6)$$

$$\rho_1 = \frac{L}{\pi \cdot \sqrt{\frac{1}{2} \cdot \frac{(\delta + 0.252\delta^2 + 0.077\delta^3 + 0.079\delta^4)}{(0.125 - 0.015\delta - 0.008\delta^2)}}}, \quad (2.7)$$

где $\delta = \Delta/L$.

Величину ρ можно определить через f и C по формуле, следующей из схемы нагружения (см. рисунок 2.2), а f – по приближенной формуле, и тогда имеем более простые выражения:

$$\rho_2 = \frac{0,25 C^2 + f^2}{0,5 f}; \quad (2.8)$$

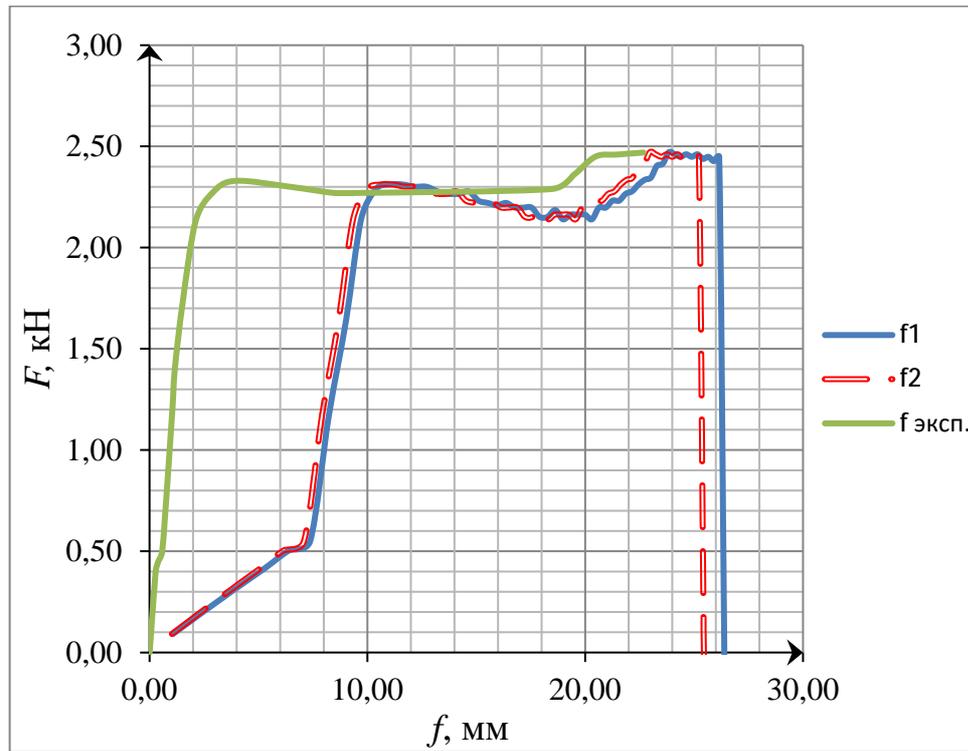
$$f_2 = \sqrt{\frac{3}{16} \Delta(L^2 - C^2)} = \sqrt{\frac{3}{16} \Delta(2L - \Delta)}. \quad (2.9)$$

Для оценки соответствия значений f_1 , f_2 определенных по формулам 2.6 и 2.9, были проведены испытания стержней стекловолокнистых композитов сжимающей силой на прессе 13 DP/401, у которого запись параметров усилия F и перемещения Δ ведется в автоматическом режиме. Полученные данные приведены в таблице 2.1 и на рисунке 2.3. В таблице 2.1 приняты обозначения $f_{\text{эксп}}$, f_1 , f_2 – значения стрелы выгиба, определенные, соответственно, экспериментально, по формуле 2.6 и по формуле 2.9. Экспериментальные

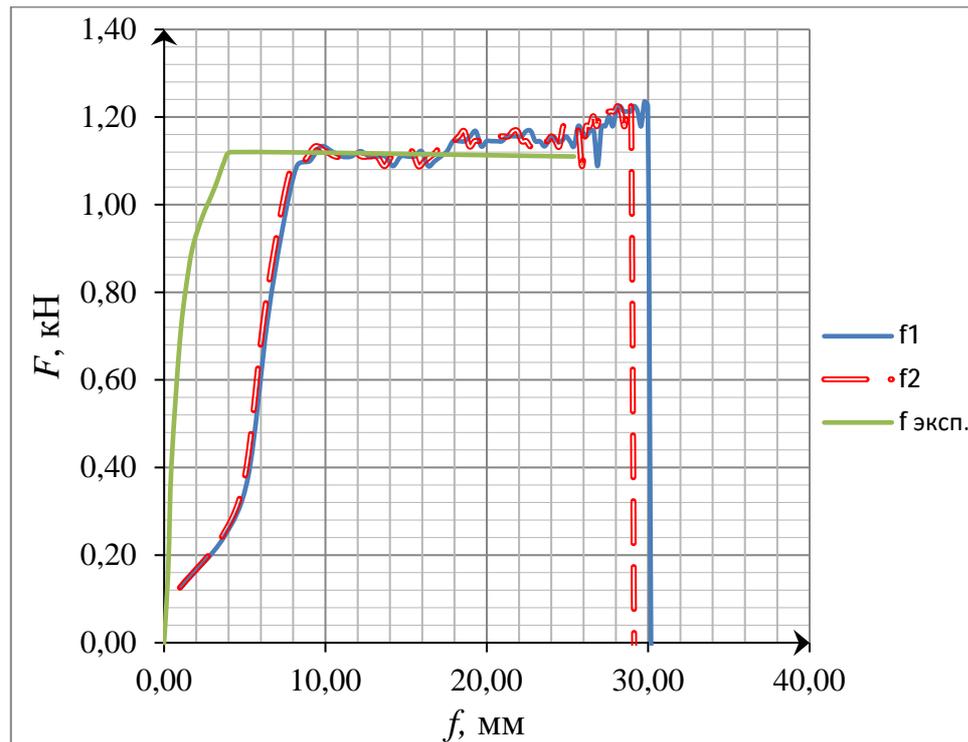
значения получены несколько заниженными, что можно объяснить погрешностью эксперимента. Различие значений f_1 и f_2 незначительное, в пределах 4 %. Следовательно, методом продольного изгиба можно определить предел прочности волокнистого композита при сжатии и растяжении по формуле 2.4, модуль упругости – 2.5, стрелу выгиба – 2.9, радиус кривизны – 2.8. Этот метод не требует дополнительных устройств, обработки образцов при испытании, имеет хорошую воспроизводимость и объективно оценивает значения механических характеристик композита. Этот метод был применен для изучения влияния растворов едкого натра и температуры на свойства волокнистых композитов.

Таблица 2.1 – Значения стрелы выгиба стеклопластиковой арматуры $L=200$ мм, $d=8$ мм (a), $d=6,5$ мм (b)

№	$f_{\text{эксп}}, \text{мм}$	$f_1, \text{мм}$	$f_2, \text{мм}$
1a	22,97	25,64	24,72
2a	22,68	26,15	25,22
3a	–	23,03	22,20
4a	–	24,63	23,74
5a	23,26	28,02	27,03
Среднее а	20,57	25,49	24,58
1б	24,50	26,62	25,67
2б	30,38	32,19	31,09
3б	25,40	29,77	28,73
4б	22,93	28,02	27,03
5б	23,67	32,00	30,90
Среднее б	25,38	29,72	28,68



а



б

Рисунок 2.3 – График изменения стрелы выгиба: а) $L=200$ мм, $d=8$ мм;

б) $L=200$ мм, $d=6,5$ мм

Фотографии процесса испытания стрелы выгиба представлены на рисунке 2.4.



Рисунок 2.4 – Испытания по определению экспериментального значения стрелы выгиба ($f_{\text{эскп}}$)

Испытания методом продольного изгиба проводили на образцах диаметром (d) 6,5 и 8 мм, длиной (L) 90, 120, 150, 180, 210, 240 мм. Образцы изготавливали из арматуры, произведенной заводом «А» (ООО «Арматек») и заводом «Б» (ООО «Комбинат композитных материалов») по 10 шт. для каждого вида испытаний.

В процессе испытаний образцов можно выделить три характерных участка: участок начала нагружения, рабочий участок и участок разрушения (рисунок 2.5).

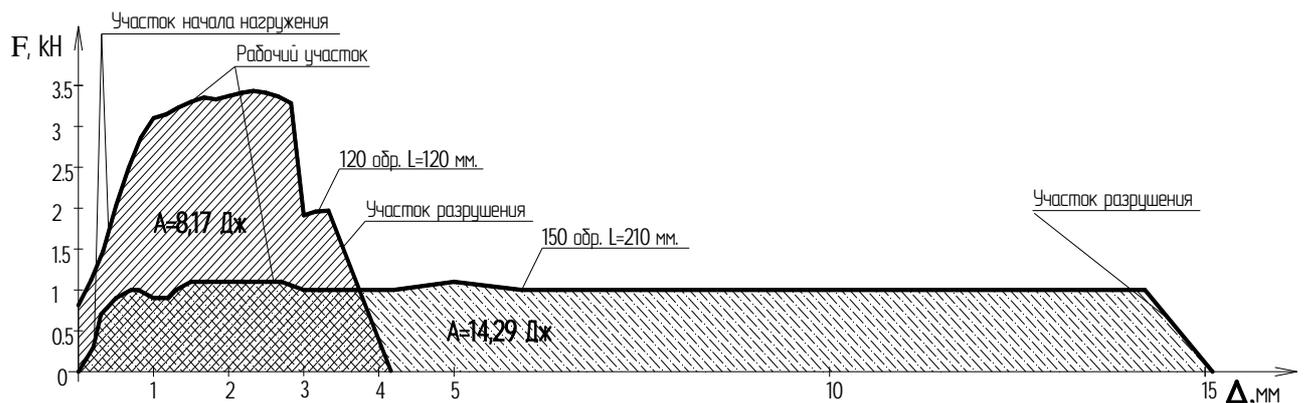


Рисунок 2.5 – Диаграмма изменения усилий для образцов разной длины стеклопластиковой арматуры

На начальном этапе нагружения происходит быстрый рост силы сопротивления стержня, при которой образец еще не теряет своей устойчивости.

Потере устойчивости образца соответствует рабочий участок диаграммы. В границах данного участка величина сжимающего усилия постоянна, резких скачков изменения силы не наблюдается, что соответствует продольному изгибу образца. Полученный массив данных в пределах рабочего участка используется для определения радиуса кривизны ρ и стрелы выгиба f композитного стержня.

Резкий спад силы сопротивления стержня соответствует участку разрушения.

При испытании методом продольного изгиба для образцов с заданными параметрами L , d и экспериментальными значениями Δ и F определяли предельные: Δ – перемещения; F – силу; f – стрелу выгиба; ρ – радиус кривизны; σ – краевые напряжения; ε – краевые относительные деформации; F_3 – сила Эйлера; U – работу разрушения. В процессе испытания отмечено, что арматура завода «А» разрушается по сжатой зоне, завода «Б» – по растянутой (рисунок 2.6). Полученные результаты представлены в таблицах В.3 – В.4 Приложения В.

Величину U можно получить графически (см. рисунок 2.5). Полная работа разрушения есть произведение $F \cdot \Delta$. Если работу отнести к единице объема, то получим удельную работу.

Работа, затраченная на разрушение образцов арматуры завода «А», увеличивается по мере увеличения длины испытываемых образцов. Это можно объяснить позитивным влиянием витков рифлености на критическую силу. Чем больше количество витков, тем большая длина образца включается в работу при разрушении.

Для арматуры завода «Б» удельная работа уменьшается по мере увеличения длины образца.

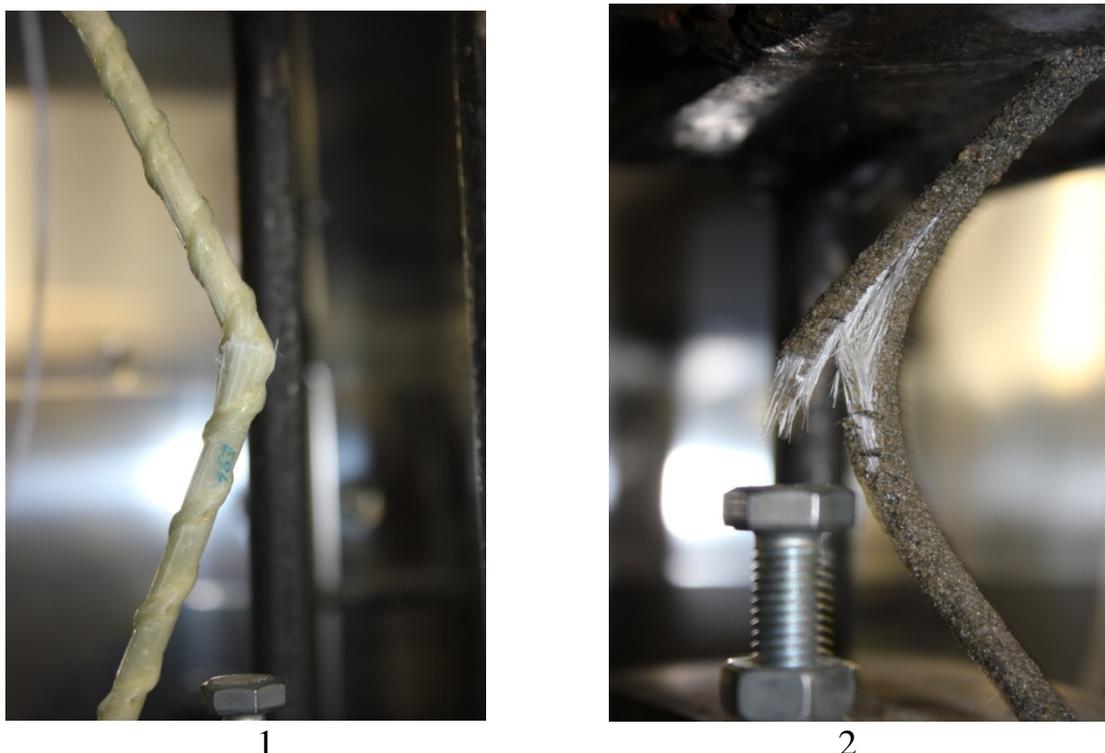


Рисунок 2.6 – Характер разрушения арматуры: производители «А» (1) и «Б» (2)

В таблицах В.3 и В.4 Приложения В на примере стеклопластиковой арматуры производителей завода «А» (ООО «Армастек») завода «Б» (ООО «Комбинат композитных материалов») приведены геометрические характеристики испытанных образцов, условия испытаний, полученные значения разрушающей (F), критической (F_9) силы, предельные перемещения Δ и вычисленные прочностные и геометрические характеристики образцов.

В таблицах 2.2 и 2.3 показаны в качестве примера результаты статистической обработки экспериментальных данных при определении модуля упругости волокнистых композитов, произведенных на заводах «А» и «Б».

Таблица 2.2 – Статистическая обработка по модулю упругости арматуры завода «А»

Ø, мм	L, мм	Среднее, МПа	Стандартная ошибка	Стандартное отклонение	Дисперсия выборки	Max	Min	Коеф. вариации, %
Нормальные условия								
6,5	90	66 561,9	1 237,0	2 474,1	6121154,4	69161,7	63300,7	3,7
6,5	120	63 674,2	1 053,9	2 107,9	4443488,5	66535,3	61898,7	3,3
6,5	150	62 412,7	2 042,8	4 567,8	20865188,6	67774,9	58326,7	7,3
6,5	180	57 054,7	1 797,8	4 020,1	16161213,8	62414,7	52732,2	7,0
6,5	210	55 444,7	1 474,7	2 949,4	8699093,7	58768,6	51733,3	5,3
8	120	73 457,9	2 334,6	4 669,1	21800752,0	79214,7	68027,4	6,4
8	160	62 802,8	1 376,4	2 752,8	7577680,4	65904,4	59856,7	4,4
8	200	61 635,9	1 555,3	3 110,7	9676155,7	65316,2	58485,5	5,0
8	240	61 668,1	1 525,2	2 641,6	6978359,6	64153,9	58894,3	4,3
pH=12, 100 °C 4 часа								
6,5	90	64 322,1	1 052,2	1 822,8	5322577,3	66290,9	62693,2	2,8
6,5	120	60 047,4	921,0	1 842,0	3393051,4	61424,2	57340,2	3,1
6,5	150	58 632,5	1 704,3	3 408,6	11618775,3	62174,9	54014,0	5,8
6,5	180	56 443,8	1 434,7	3 208,1	10292158,0	61409,1	53620,4	5,7
6,5	210	56 366,2	2 076,8	4 643,9	21566411,1	60941,4	50005,6	8,2
8	120	67 658,5	1 001,3	2 239,0	5013289,5	70697,1	65323,7	3,3
8	160	61 712,3	1 577,0	3 526,3	12435100,8	67206,2	57820,3	5,7
8	200	57 865,6	1 337,3	2 674,5	7153084,6	60327,8	55308,5	4,6
8	240	55 843,5	1 612,3	3 224,6	10398444,5	60571,7	53737,3	5,8

Таблица 2.3 – Статистическая обработка по модулю упругости арматуры завода «Б»

Ø, мм	L, мм	Среднее, МПа	Стандартная ошибка	Стандартное отклонение	Дисперсия выборки	Max	Min	Коеф. вариации, %
Нормальные условия								
6	90	22 876,2	888,1	1 776,2	3154995,1	24376,9	20330,6	7,76
6	120	25 392,9	1 888,1	3 776,3	14260400,5	29459,9	21197,8	14,8
6	180	23 730,1	1 345,8	2 691,6	7244517,4	25907,2	20202,5	11,3
6	210	20 125,6	582,2	1 301,8	1694791,8	22129,9	18905,1	6,5
8	120	37 869,4	647,9	1 295,9	1679535,4	39683,7	36629,9	3,4
8	160	37 266,9	594,1	1 328,5	1764975,6	38745,2	35605,2	3,6
8	200	37 254,4	1 551,9	2 688,1	7225995,4	40187,2	34907,6	7,2
8	240	32 735,1	1 422,7	2 845,4	8096400,2	35860,5	29667,7	8,7
pH=12, 100 °C 4 часа								
6	90	21 011,3	630,6	1 092,2	1192933,2	22179,7	20015,9	5,2
6	120	23 519,4	461,0	922,0	850109,5	24818,4	22647,3	3,9
6	180	19 885,1	1 442,9	2 885,7	8327329,9	22879,0	15972,9	14,5
6	210	18 008,9	1 644,1	3 288,1	10811830,6	21225,6	15119,7	18,3
8	120	33 213,1	5 306,9	9 191,9	84490288,7	39546,3	22670,3	27,7
8	160	31 086,2	2 477,5	4 955,1	24552604,8	36146,4	24630,9	15,9
8	200	30 699,8	1 055,7	2 360,6	5572199,9	33268,0	27445,6	7,7
8	240	26 698,4	1 228,5	2 456,9	6036793,3	29798,1	24020,7	9,2

Прочностные показатели σ , полученные методом продольного изгиба, свидетельствуют о большой сходимости с прочностью композитных арматурных стержней, испытанных на осевое растяжение (рисунок 2.7). На основании этого, данный метод можно рекомендовать для оценки прочностного потенциала композитной арматуры.



Рисунок 2.7 – Прочностные показатели σ при испытании методом продольного изгиба и при осевом растяжении

Из анализа экспериментальных данных следует, что при определении модуля упругости методом продольного изгиба получены результаты, которые достаточно точно оценивают модуль упругости композита. Оценка точности была произведена путем определения критической силы по формуле Эйлера:

$$F_{\text{э}} = \frac{\pi^2 EJ}{L^2}, \quad (2.10)$$

и сравнения полученных значений с экспериментальными значениями. Значение E принималось по экспериментальным данным. Очевидно, модуль упругости можно так же определять из выражения (2.10) по формуле вида:

$$E = F_{\text{э}} \cdot L^2 / (\pi^2 J). \quad (2.11)$$

Экспериментальные данные показывают, что критическая сила достаточно точно определяется в процессе испытаний, что подтверждается графически (рисунок 2.8).

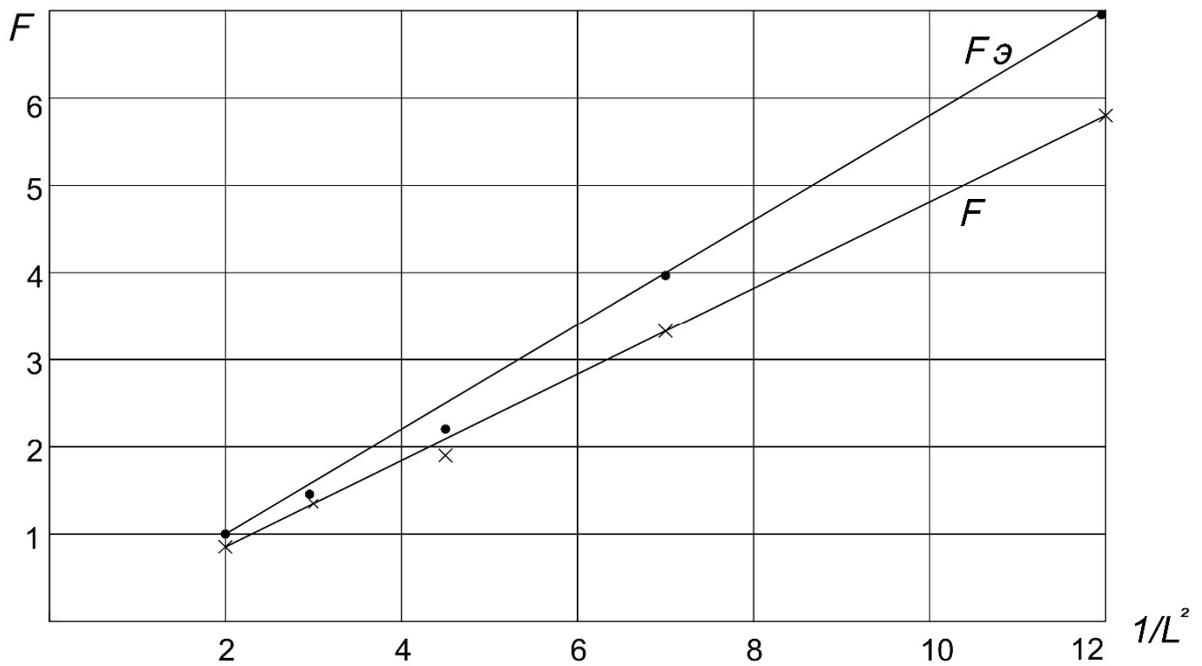


Рисунок 2.8 – Характер изменения сил F и $F_{э}$ от длины стержня

Более значительное расхождение между теоретическими и экспериментальными значениями σ и E наблюдаются при испытании на сжатие. Осевой сжимающей нагрузкой были испытаны цилиндрические образцы стекловолоконистых композитов, которые имели размеры $d=8$ мм, $h=24$ мм. Испытания проводились при температурах 20; 40; 60 °С. Полученные результаты приведены на рисунке 2.9. Если учесть, что прочность волокон из стекла находится в пределах 2000÷4900 МПа, то очевидно, что ее потенциальные возможности в полимерном волокнистом композите используются неудовлетворительно. Нелинейную зависимость σ и E от температуры испытаний, можно объяснить тем, что при 40 °С создаются более благоприятные условия испытаний. Об этом свидетельствует высокая статистическая однородность результатов. Снижение механических характеристик при температуре 60 °С, объясняется развитием пластических деформаций, при увеличении температуры.

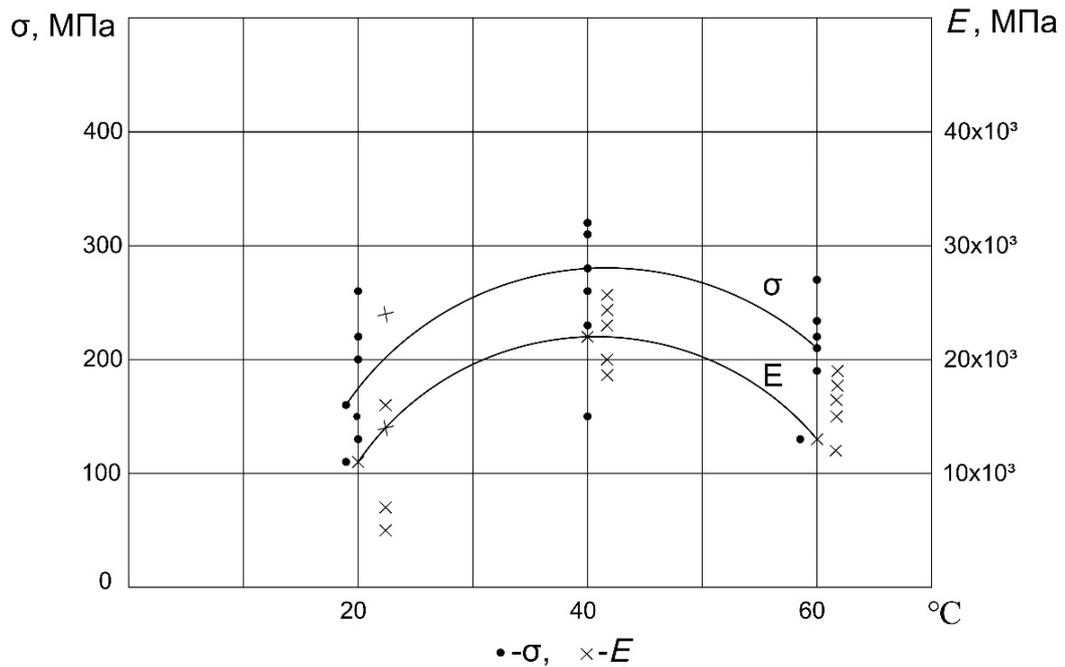


Рисунок 2.9 – Зависимость прочности и модуля упругости при сжатии стекловолоконистых композитов от температуры

Наблюдается зависимость модуля упругости от длины образца и от действия водного раствора едкого натра.

Следует отметить низкие показатели качества арматуры, произведенной заводом «Б».

Испытания по определению химического сопротивления

В данном эксперименте [1] химическое сопротивление было определено по изменению массы в процессе действия агрессивной среды. Этот метод (ГОСТ 12020–2018 «Пластмассы. Методы определения стойкости к действию химических сред» [20]) получил отражение во многих опубликованных материалах.

Стеклопластиковые композитные стержни были выдержаны в щелочной среде раствора NaOH с водородным показателем pH=12. Арматура выдерживалась при температурах 60 °C и 100 °C по 8 часов. Результаты испытаний представлены на рисунке 2.10.

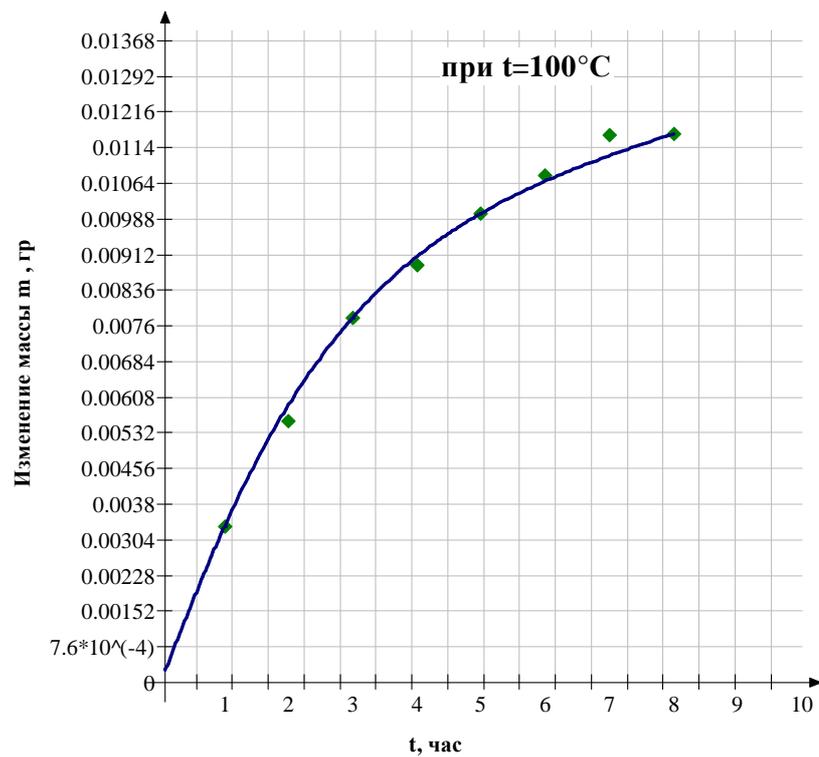
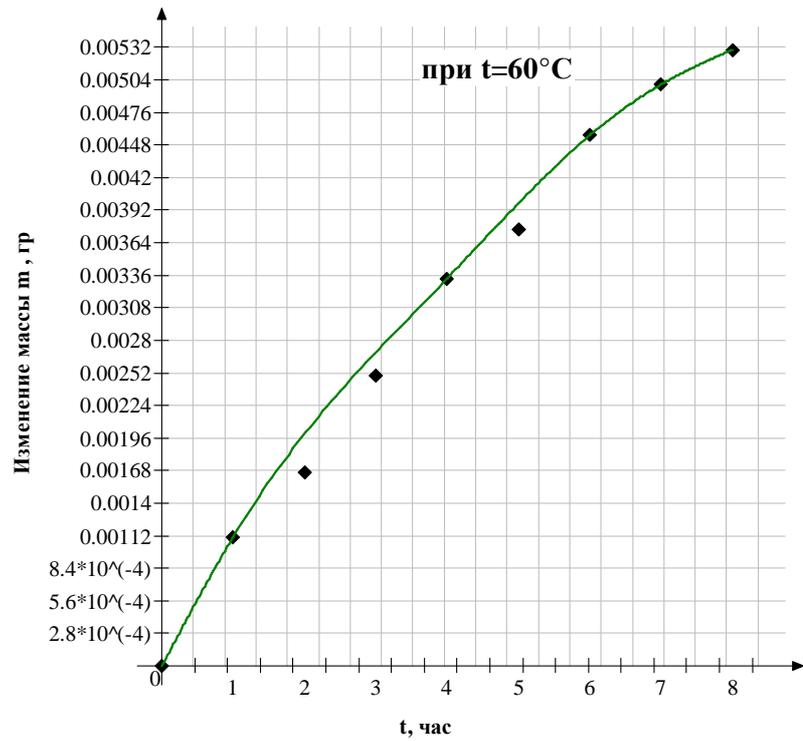


Рисунок 2.10 – Кинетика сорбции композитной арматуры в растворе NaOH с $\text{pH}=12$ при различных температурах

Из результатов испытания следует, что с увеличением температуры скорость диффузии заметно увеличивается и образец набирает массу более

стремительно. Максимальное изменение массы после восьми часов выдержки для образцов, при $t=60$ °С составляет 0,005 г, при $t=100$ °С – 0,01 г.

Работа арматурных стержней при повышенных температурах

Большинство железобетонных изделий изготавливаются в заводских условиях с применением тепловой обработки при температуре до 60–80 °С. Поэтому ставилась задача экспериментальным путем выявить, как температура, близкая к тепловой обработке железобетонных изделий, влияет на прочностные характеристики стеклопластиковой арматуры.

Испытание проводили на прессе 13 DP/401 с климатической камерой методом продольного изгиба. Главными искомыми сравнительными механическими характеристиками были выбраны модуль упругости и прочность стеклопластиковой арматуры. Результаты эксперимента приведены в таблице 2.4 и на рисунке 2.11.

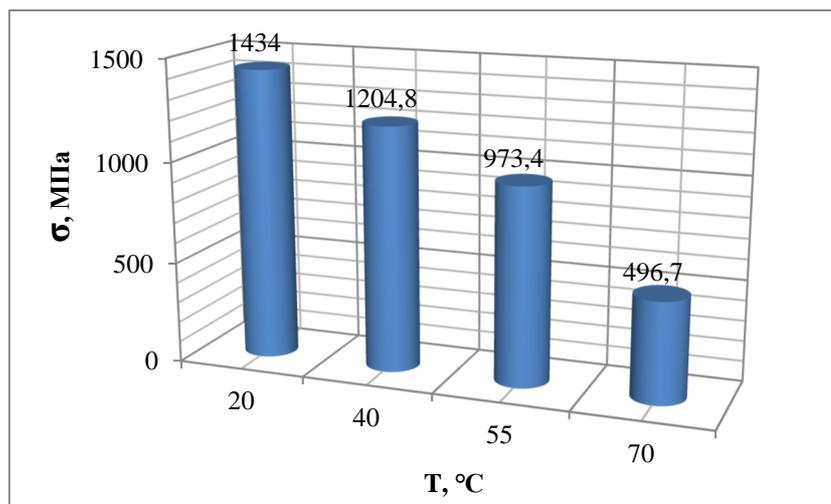


Рисунок 2.11 – Гистограмма зависимости прочности от температуры стеклопластиковой арматуры

Таблица 2.4 – Экспериментальные значения модуля упругости для цилиндрических стержней диаметром 6,5 мм и длиной $L=150$ мм из стекловолокнистых композитов, испытанных при температурах 40; 55; 70 °С

№	<i>E</i> , МПа		
	40 °С	55 °С	70 °С
1	65 520	62 752	-
2	58 665	65 056	37 415
3	63 618	58 623	37 475
4	64 527	67 954	40 810
5	67 317	60 422	38 224
6	62 323	63 448	31 976
Статистическая обработка результатов			
Температура, °С	40 °С	55 °С	70 °С
Среднее, МПа	63 611,7	63 042	37 180
Стандартная ошибка	1 215,5	1 351,8	1 440,3
Медиана	64 072,5	63 100	37 475
Стандартное отклонение	2 977,4	3 311,3	3 220,6
Дисперсия выборки	8 864 856	10 964 967	10 372 676
Эксцесс	1,03	-0,27	2,5
Асимметричность	-0,8	0,2	-1,1
Коэффициент вариации, %	4,6	5,3	8,6

Согласно полученным результатам при увеличении температуры арматурный стержень становится более пластичным, модуль упругости и прочность арматуры заметно уменьшаются.

2.3 Исследование свойств эпоксидной матрицы для композитной арматуры

В работах [1, 37] было установлено, что при испытании стекловолокнистых композитов с повышением температуры окружающей среды до 60 °С значительно снижаются ее механические характеристики.

В работе [100] было показано, что свойства полимерных композитов можно улучшить введением в качестве наполнителя оксида алюминия (Al_2O_3).

Для повышения предельной температуры эксплуатации, щелочестойкости была поставлена цель: изучить влияние отвердителя (полиэтиленполиамина) и наполнителя оксида алюминия (Al_2O_3) на механические характеристики эпоксидного композита [39].

План эксперимента был принят в виде матрицы Кифера-Коно, в которой в качестве выходного параметра рассматривались показатели: модуль упругости (y_1), предел прочности при растяжении (y_2). Варьируемыми переменными приняты процентное содержание от массы эпоксидной смолы ЭД-20 отвердителя полиэтиленполиамина ПЭПА (x_1) и наполнителя оксида алюминия Al_2O_3 (x_2).

Математическая модель принята в виде регрессионного уравнения второго порядка:

$$\hat{y} = b_0 + b_1 \cdot x_1 + b_2 \cdot x_2 + b_{12} \cdot x_1 \cdot x_2 + b_{11} \cdot x_1^2 + b_{22} \cdot x_2^2 \quad (2.12)$$

Переменные факторы и уровни их варьирования приведены в таблице 2.5.

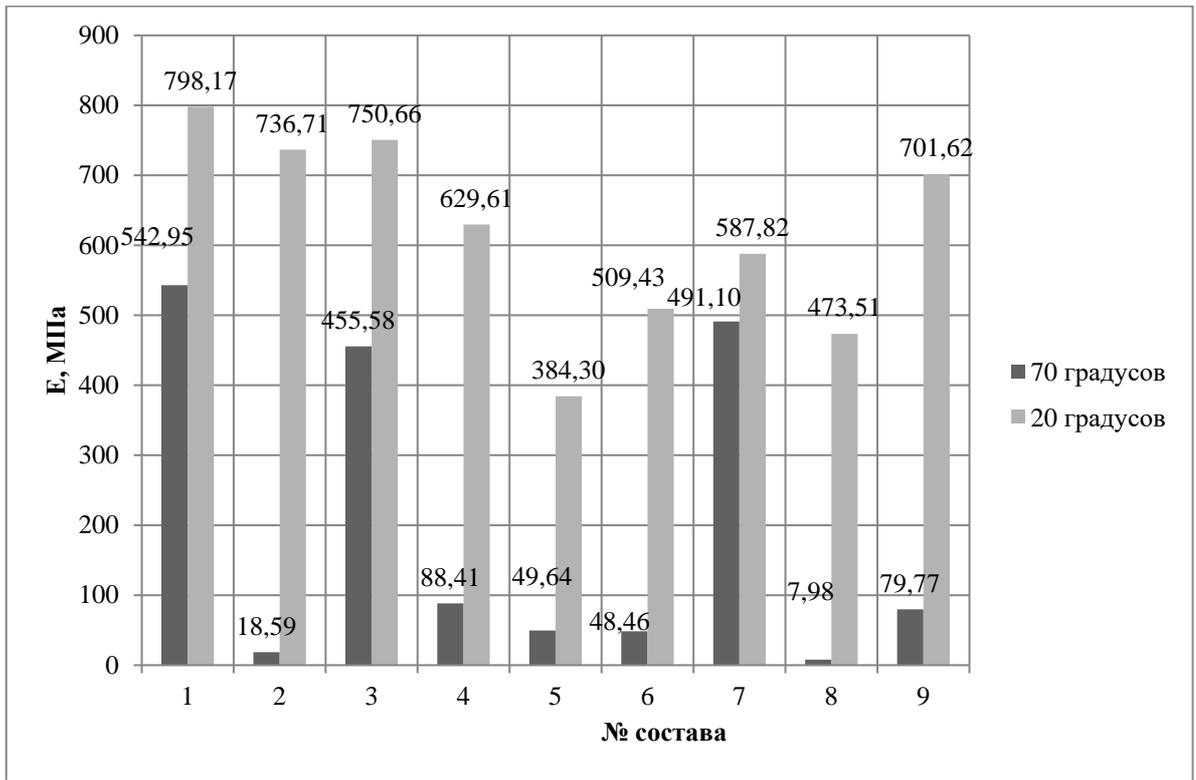
Таблица 2.5 – Факторы и уровни их варьирования

Факторы	Кодовое обозначение	Значения факторов и их интервалы варьирования			
		–	0	+	Интервал
ПЭПА, %	x_1	10	15	20	5
Al_2O_3 , %	x_2	10	20	30	10

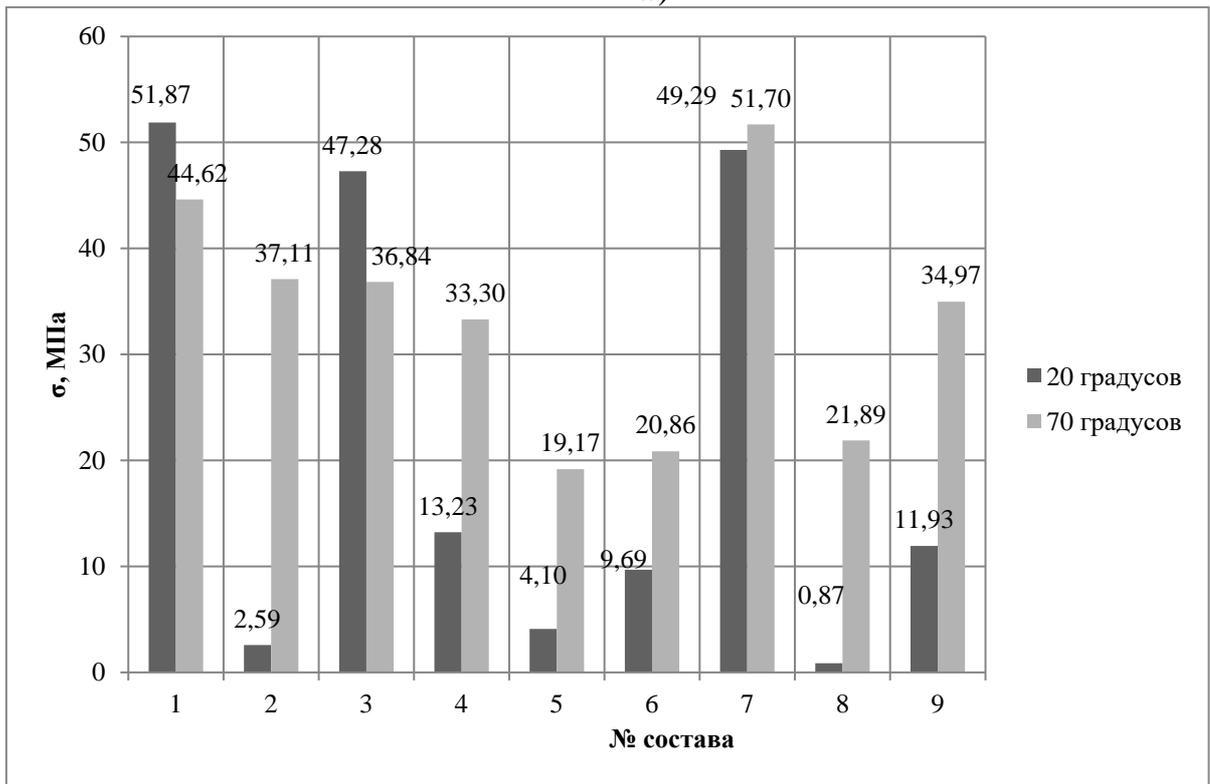
По плану эксперимента были изготовлены образцы $20 \times 20 \times 70$ мм эпоксидных композитов девяти составов. После отверждения образцы были испытаны на поперечный изгиб по ГОСТ 25.604–82 [22] при температуре $20^\circ C$ и $70^\circ C$. Общий вид испытания показан на рисунке 2.12. Результаты испытаний приведены на рисунке 2.13.



Рисунок 2.12 – Общий вид испытания образца $20 \times 20 \times 70$ мм на прессе Wille geotechnik 13 DP/401



а)



б)

Рисунок 2.13 – Значения модуля упругости (а) и предела прочности при растяжении (б), матрицы композита для девяти составов, испытанных при температуре 70 °C и при 20 °C

Из гистограмм на рисунке 2.13 видно, что наиболее термостойкими являются составы под номерами №1, №3 и №7. Экспериментальные данные, представленные на рисунке 2.13 и в таблице 2.6, позволили определить значения коэффициентов регрессии по формуле вида:

$$[B] = (X^T \cdot [X])^{-1} \cdot X^T \cdot [Y]. \quad (2.13)$$

Таблица 2.6 – Матрица планирования эксперимента

Номер опыта	Матрица планирования						\bar{y}_i	\hat{y}_i
	x_0	x_1	x_2	$x_1 \cdot x_2$	x_1^2	x_2^2		
1	+	+	+	+	+	+	542,96	541,52
2	+	-	+	-	+	+	18,59	4,705
3	+	+	-	-	+	+	455,58	456,75
4	+	-	-	+	+	+	88,4	77,10
5	+	0	+	0	0	+	49,63	64,95
6	+	0	-	0	0	+	48,45	58,70
7	+	+	0	0	+	0	491,09	491,43
8	+	-	0	0	+	0	7,98	33,21
9	+	0	0	0	0	0	79,72	54,15

Матрицы X , Y следуют из плана эксперимента и экспериментальных данных (таблица 2.6) имеют вид:

$$[X] = \begin{bmatrix} + & + & + & + & + & + \\ + & - & + & - & + & + \\ + & + & - & - & + & + \\ + & - & - & + & + & + \\ + & 0 & + & 0 & 0 & + \\ + & 0 & - & 0 & 0 & + \\ + & + & 0 & 0 & + & 0 \\ + & - & 0 & 0 & + & 0 \\ + & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}; \quad [Y] = \begin{bmatrix} 542,96 \\ 18,59 \\ 455,58 \\ 88,4 \\ 49,63 \\ 48,45 \\ 491,09 \\ 7,98 \\ 79,72 \end{bmatrix};$$

Коэффициенты регрессии уравнения (2.12) в результате вычислений принимают следующие значения:

$$b_0 = 54,15; b_1 = 229,11; b_2 = 3,125; b_{12} = 39,3; b_{11} = 208,17; b_{22} = 7,67.$$

Тогда зависимость свойств y_1 , оси количества отвердителя и наполнителя описывается нелинейной функцией следующего вида:

$$y_1 = 54,15 + 229,11 \cdot x_1 + 3,125 \cdot x_2 + 39,3 \cdot x_1 \cdot x_2 + 208,17 \cdot x_1^2 + 7,67 \cdot x_2^2.$$

Расчетные значения \hat{y}_i , определяем по уравнению регрессии, которые имеют хорошую сходимость с экспериментальными значениями выходного параметра (см. таблицу 2.6), определяем по уравнению регрессии.

Проведем статистический анализ полученных результатов. Найдем среднее арифметическое значение выходного параметра \bar{y}_i в отдельном опыте и определяем среднее квадратичное по формуле

$$S_{\text{ош}} = \sqrt{\frac{\sum_i^n (\bar{y}_i - \bar{y}_u)^2}{n-1}}.$$

Тогда дисперсия воспроизводимости будет равна:

$$S_{\{y\}}^2 = \frac{\sum_1^N \sum_1^n (\bar{y}_i - \bar{y}_u)^2}{\sum_1^N (n-1)} = 35110,79.$$

Проверим адекватность полученной полиномиальной модели с помощью критерия Фишера. $F = \frac{S_{\text{ад}}^2}{S_{\{y\}}^2}$;

Для расчета дисперсии адекватности воспользуемся формулой:

$$S_{\text{ад}}^2 = \frac{\sum_1^N n \cdot (\bar{y}_i - \hat{y}_i)^2}{N-k-1} = (2 \cdot (542,96 - 541,525)^2 + 2 \cdot (18,59 - 4,705)^2 + 2 \cdot (455,58 - 456,675)^2 + 2 \cdot (88,4 - 77,055)^2 + 2 \cdot (49,63 - 64,945)^2 + 2 \cdot (48,45 - 58,695)^2 + 2 \cdot (491,09 - 491,43)^2 + 2 \cdot (7,98 - 33,21)^2 + 2 \cdot (79,72 - 54,15)^2) / (9-2-1) = 54276,92.$$

Расчетное значение критерия Фишера:

$$F_{\text{расч}} = 54276,92 / 35110,79 = 1,55.$$

Зная число степеней свободы для большей ($f_E = \sum_1^N (n-1) = 9$) и меньшей ($f_{\text{ад}} = N-k-1 = 9-2-1=6$) дисперсий, находим табличное значение критерия Фишера для доверительной вероятности $\alpha = 0,95$: $F_{\text{табл}} = 3,37$.

Уравнение можно считать адекватным с доверительной вероятностью $\alpha = 0,95$, так как $F_{\text{расч}} = 1,55 < F_{\text{табл}} = 3,37$.

Зависимости выходных параметров y_1 и y_2 от содержания отвердителя ПЭПА (x_1) и добавки оксида алюминия Al_2O_3 (x_2) представлены на рисунках 2.14–2.15.

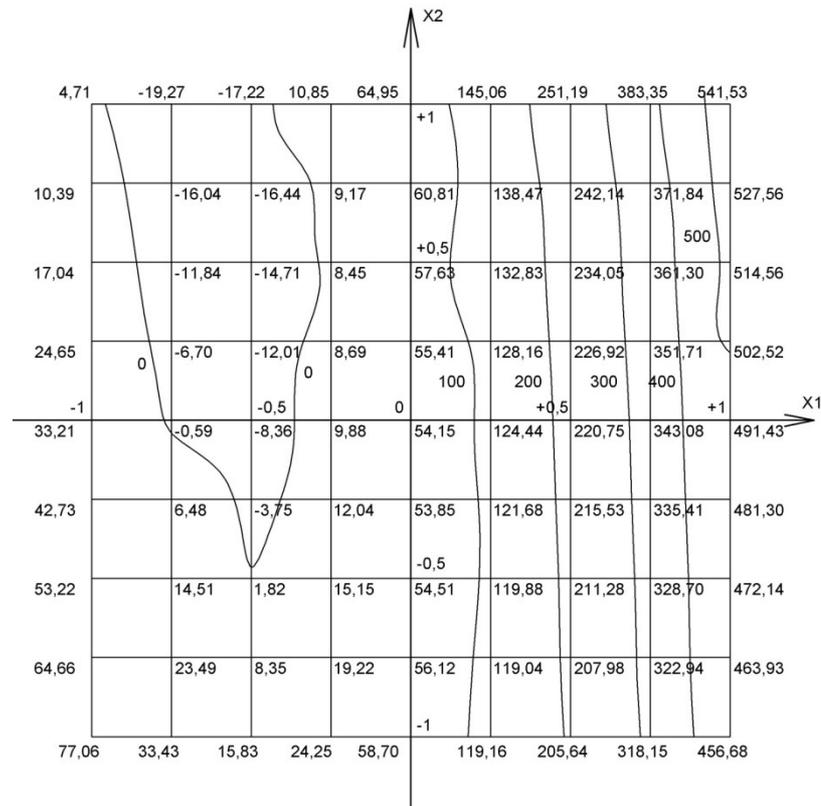


Рисунок 2.14 – Зависимость модуля упругости (E) от содержания отвердителя ПЭПА (x_1) и добавки оксида алюминия Al_2O_3 (x_2)

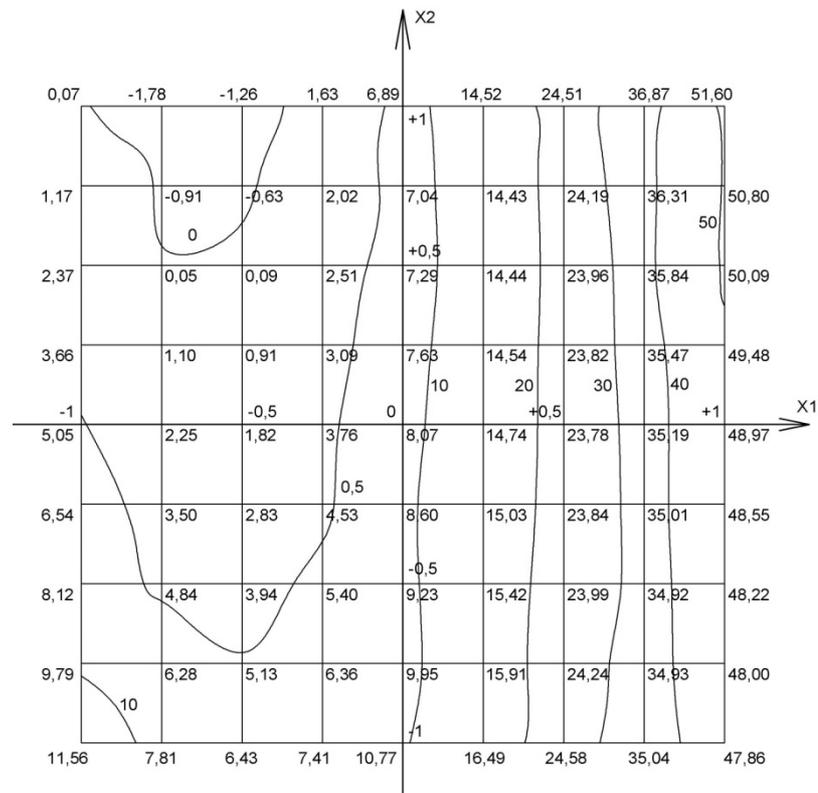


Рисунок 2.15 – Зависимость предела прочности при растяжении (y_2) от содержания отвердителя ПЭПА (x_1) и добавки оксида алюминия Al_2O_3 (x_2)

Из анализа графиков видно, что при $x_1 = +1$ и $x_2 = +1$ модуль упругости имеет максимальные значения.

Разработанный состав матрицы эпоксидного композита был применен для изготовления стеклопластиковой арматуры на саранском заводе ООО «Комбинат композитных материалов». Арматура была испытана методом продольного изгиба при температурах 20; 40; 70; 100 °С. Полученные результаты приведены на рисунке 2.16.

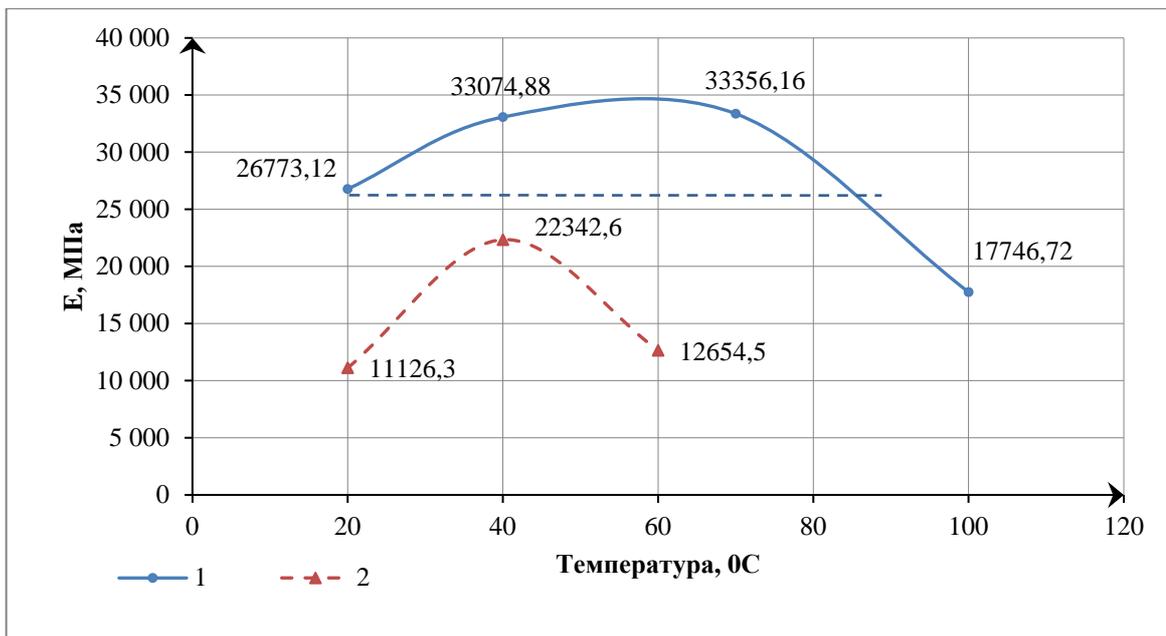


Рисунок 2.16 – График зависимости модуля упругости от температуры эксплуатации: 1) с экспериментальным составом матрицы увеличения термостойкости; 2) состав завода изготовителя

Из анализа полученных результатов следует, что повышение механических характеристик наблюдается при температуре +40 °С, +70 °С; интервал рабочей температуры расширен от +20 °С до +87 °С. Это объясняется увеличением и упрочнением связей между составляющими композита и продолжением процесса отверждения композита.

Для изучения работы арматуры в бетоне были проведены сорбционные испытания для определения коэффициента диффузии как основного показателя химического сопротивления композита.

Для испытания были взяты 10 образцов диаметром 8,563 мм, которые содержались в водном растворе NaOH с pH = 12 при нормальных температурных условиях. Образцы периодически взвешивались для определения изменения массы.

По полученным данным был построен график изменения массы с течением времени $\omega(t)$ (рисунок 2.17). Предполагая, что изменение массы описывается уравнением Лангмюра:

$$\omega(t) = \frac{\omega_{max}t}{t_{0,5}+t}, \quad (2.14)$$

линеаризируя уравнение Лангмюра, построим график зависимости изменения массы от времени в координатах « $1/\omega \div (1/t)$ » (рисунок 2.18), что позволит вычислить искомые параметры сорбции:

$$\frac{1}{\omega(t)} = \frac{1}{\omega_{max}} + \left(\frac{t_0}{\omega_{max}}\right) \cdot \left(\frac{1}{t}\right). \quad (2.15)$$

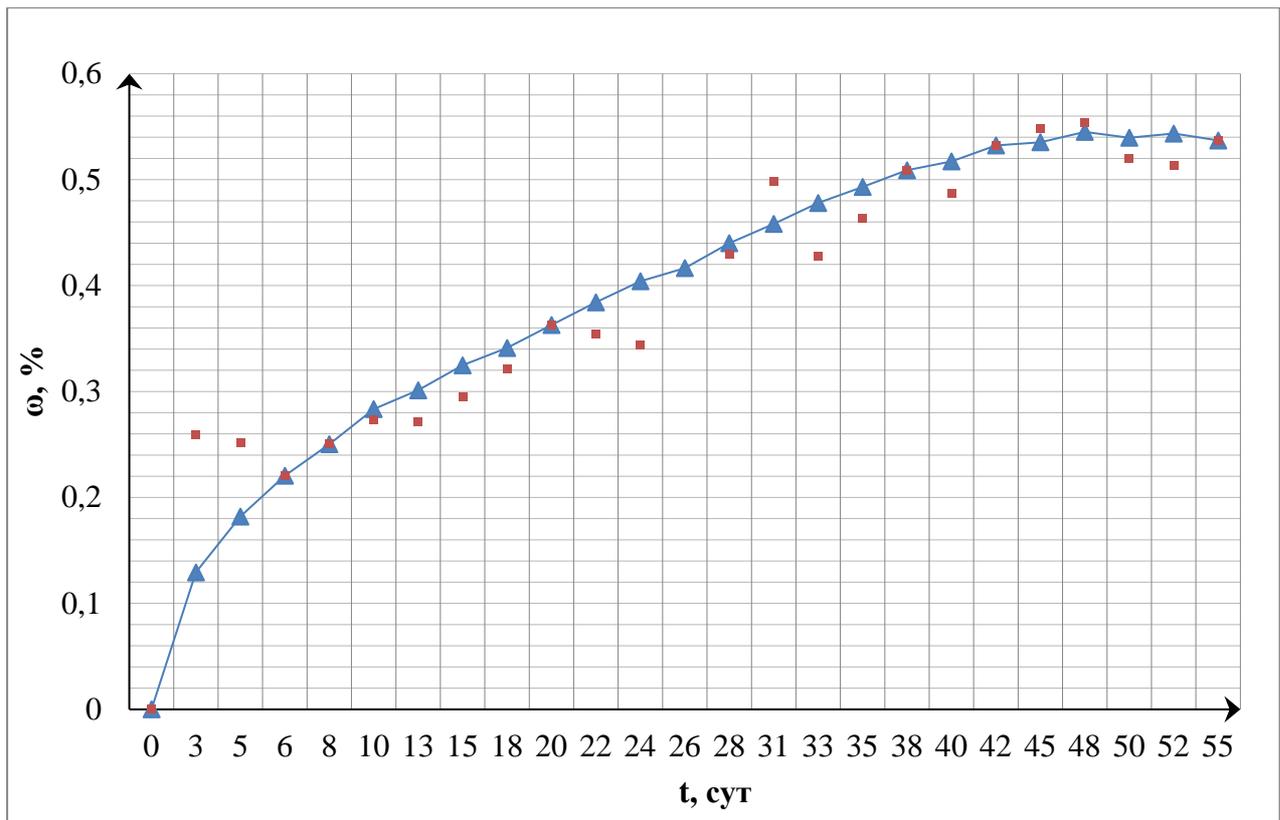


Рисунок 2.17 – График изменения массы с течением времени $\omega(t)$ стеклопластиковой арматуры с добавкой Al_2O_3 в растворе NaOH с pH = 12 при нормальных условиях

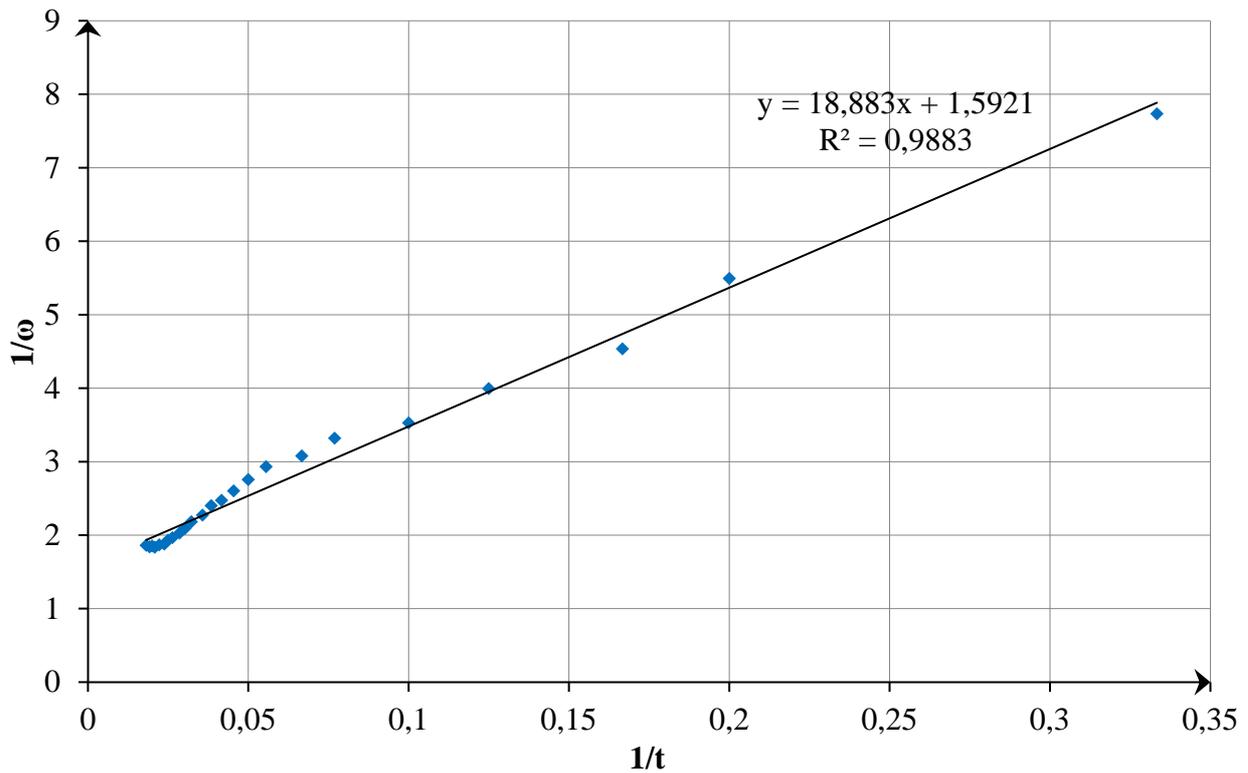


Рисунок 2.18 – График изменения массы стеклопластиковой арматуры с добавкой Al_2O_3 в растворе NaOH с $\text{pH} = 12$ в осях « $1/\omega \div 1/t$ »

Из данных графика (рисунок 2.18) видно, что при $t \rightarrow \infty \frac{1}{\omega} = 1,6$. Полученное значение дает возможность определить предельную сорбционную емкость композита ω_0 , временную характеристику кинетики сорбции $t_{0,5}$ и затем по формуле, полученной из решения уравнения Фика, коэффициент диффузии D_m .

$$\omega_0 = 1/1,592 = 0,628; \quad t_{0,5} = 13 \text{ сут};$$

$$D_m = \left[\ln \frac{8}{\pi} - \ln \left(1 - \frac{\omega(t)}{\omega_0} \right) \right] \cdot \frac{4 \cdot d^2}{\pi^2 \cdot t}.$$

Из совместного решения уравнений Фика и Лангмюра коэффициент диффузии предложено определять по формуле:

$$D_{mi} = 0,2d^2/t_{0,5}, \quad (2.16)$$

где $d = 8,563 \text{ мм} = 0,008563 \text{ м}$ – диаметр исследуемых образцов;

$t_{0,5} = 312 \text{ часов}$.

Согласно полученным расчетам был построен график изменения коэффициента диффузии с течением времени $D_m(t)$ (рисунок 2.19) и определен коэффициент диффузии по формуле 2.16:

$$D_{mi} = 0,2 \cdot (8,563)^2 \cdot \frac{10^{-6}}{312} = 0,47 \cdot 10^{-7} \text{ м}^2/\text{ч}.$$

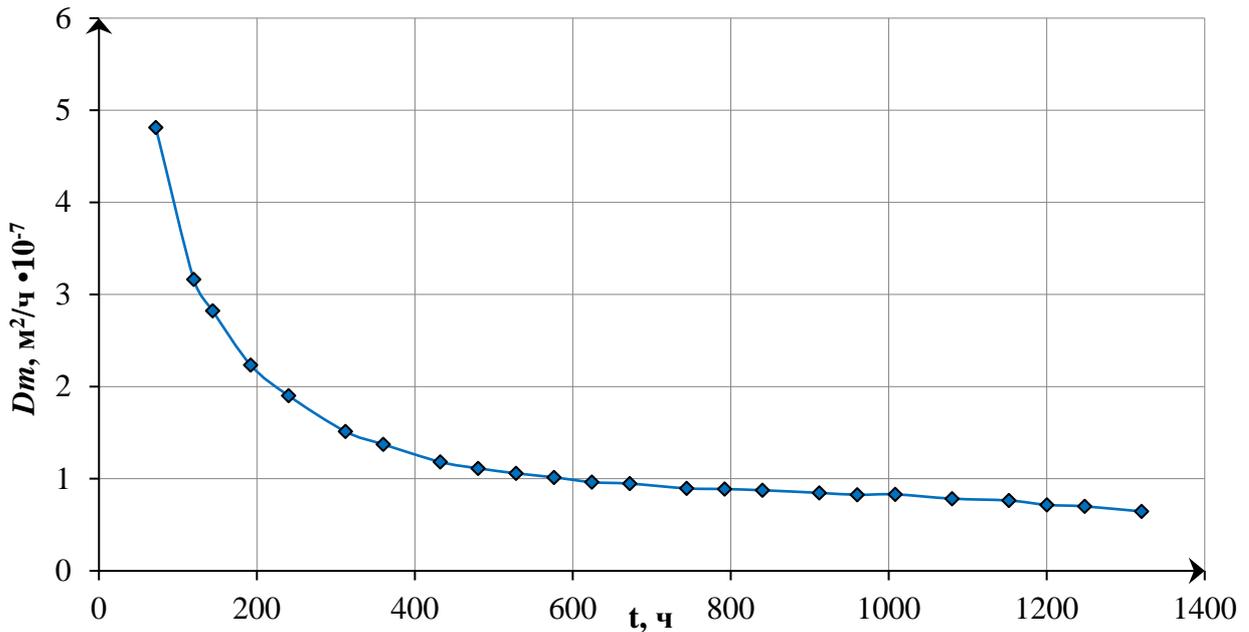


Рисунок 2.19 – График изменения коэффициента диффузии

Из данных графика рисунка 2.19 следует, что процесс переноса щелочной среды в эпоксидный композит самотормозящийся, и коэффициент диффузии в расчетах можно принимать равным $0,5 \cdot 10^{-7} \text{ м}^2/\text{ч}$.

ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 2

1. Испытания на осевое растяжение волокнистых композитов не дают объективной оценки прочностного потенциала изделий. Разрушение, как правило, инициируется посторонними, не расчетными сдвигающими воздействиями, и не обеспечивает воспроизводимость прочностных и деформативных характеристик материала.

2. Методом продольного изгиба можно определить модуль упругости, предел прочности волокнистого композита при сжатии и растяжении. Данный метод имеет хорошую воспроизводимость и объективно оценивает значения механических характеристик композита.

3. Прочностные показатели σ , полученные методом продольного изгиба, свидетельствуют о большой сходимости с показателями прочности композитных арматурных стержней, испытанных на осевое растяжение.

4. Предпринята попытка разработать состав матрицы арматуры композитной полимерной, позволяющей увеличить предельную температуру эксплуатации композитной арматуры. Согласно математической модели планирования эксперимента для увеличения термостойкости матрицы с применением отвердителя ПЭПА и добавки оксида алюминия Al_2O_3 наиболее термостойким оказался состав под №1 с содержанием 20 % отвердителя ПЭПА и 30 % Al_2O_3 на 100 % массы эпоксидной смолы ЭД-20.

5. Предложена методика определения коэффициента диффузии, основанная на линеаризации уравнения Лангмюра, с целью определения кинетических констант ω_{max} и $t_{0,5}$ по экспериментальным данным, для последующего вычисления коэффициента диффузии по формуле, полученной из совместного решения уравнения Лангмюра и Фика.

3 ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ БЕТОННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, АРМИРОВАННЫХ СТЕКЛОПЛАСТИКОВОЙ АРМАТУРОЙ

Интенсивность публикаций в мировой и научной литературе о применении композитной арматуры для изготовления армобетонных и усиления железобетонных конструкций свидетельствуют о высокой перспективности данного материала. За последние десять лет в РФ общенаучные и производственные организации освоили способы производства композитной арматуры. В основном производятся стеклопластиковые и базальтопластиковые гибкие связи, служащие для фиксации теплоизоляционных материалов, и арматурные стержни периодического профиля, применяемые в качестве конструктивной арматуры в армобетонных конструкциях. Однако к рабочей арматуре в бетонных конструкциях устанавливаются особые технические требования по прочности при растяжении, прочности сцепления арматуры с бетоном, модулю упругости и т. д.

Предварительными исследованиями установлено, что физико-механические свойства композитной арматуры позволяют применять ее в качестве рабочей арматуры для строительных конструкций. Для изучения совместной работы композитной арматуры с цементным бетоном и расширения областей ее применения необходимы подробные исследования и испытания конструкций различного назначения.

В связи этим настоящая глава посвящена экспериментальному исследованию работы армобетонных балок, армированных стеклопластиковой арматурой периодического профиля, с целью решения вопроса о целесообразности замены стальной рабочей арматуры в изгибаемых элементах строительных конструкций на композитную стеклопластиковую [80].

3.1 Методика проведения экспериментальных исследований

Для решения поставленной задачи было проведено экспериментальное изучение: закономерностей совместной работы цементных бетонов и композитной стеклопластиковой арматуры в изгибаемых элементах при статическом нагружении; особенностей деформирования и вероятных форм разрушения изгибаемых элементов; влияния агрессивной среды, содержащей ионы хлора (NaCl) на работу изгибаемых балок.

По результатам исследования выполнить анализ данных о прочности, жесткости и трещиностойкости для разработки рекомендаций по применению композитной стеклопластиковой (АСК) арматуры.

В НИ МГУ им. Н. П. Огарёва на кафедре «Строительные конструкции» совместно с АО «Завод ЖБК-1» для проведения экспериментального исследования напряженно-деформированного состояния изгибаемых армобетонных элементов были изготовлены четыре серии балок с размерами $140(h) \times 120(b) \times 1030(l)$ мм из бетона класса В20, армированные стеклопластиковой и стальной арматурой диаметром 6 мм.

Для изготовления бетона в качестве вяжущего использовался портландцемент ПЦ – М400 ДО ОАО «Мордовцемент». Суперпластификатор Пластанол-7 (0,9 % от массы цемента). Крупный заполнитель – щебень фракции 5-20 мм (марка 100-1200). Мелкий заполнитель – песок фракции 5 мм. Укладка бетона производилась в металлические опалубочные формы, применяемые для изготовления перемычек (рисунок 3.1), с последующим уплотнением на вибростенде. Изделия подвергались стандартной тепловой обработке. На пятые сутки после изготовления образцы распалубивали.



Рисунок 3.1 – Изготовление образцов

В процессе изготовления для последующего контроля предела прочности при сжатии, модуля упругости были залиты призмы $100 \times 100 \times 400$ мм.

Экспериментально доказано, что при определении кубиковой прочности бетона, величина предела прочности при сжатии образца получается завышенной, т. к. опорные пластины пресса препятствуют развитию поперечных деформаций, создавая эффект обоймы. Для определения призмной прочности бетона и начального модуля упругости, были проведены испытания призмы по ГОСТ 24452-80.

Испытания проводились с измерением продольных деформаций по двум граням образца индикаторами часового типа с точностью данных 0,01 мм. Для более точного анализа деформации также фиксировались показания перемещений между опорными пластинами. База образца должна быть не менее 100 мм и не более $2/3 \cdot h = 2/3 \cdot 400 = 266,7$ мм. Для испытания была принята база равная 160 мм. Общий вид испытаний представлен на рисунке 3.2. Нагружение проводилось ступенями по 10 % от предполагаемой разрушающей силы (250 кН) с выдержкой по 5 минут и фиксацией данных приборов до и после выдержки. Результаты измерений и вычислений представлены в таблице 3.1 и на рисунке 3.3. Начальный модуль упругости определен при нагрузке составляющей $0,3 F_{\text{разр}}$ по формуле

$$E_b = \frac{\sigma_1}{\varepsilon_{1y}} = \frac{7,5}{0,00026} = 28\,571,4 \text{ МПа.}$$

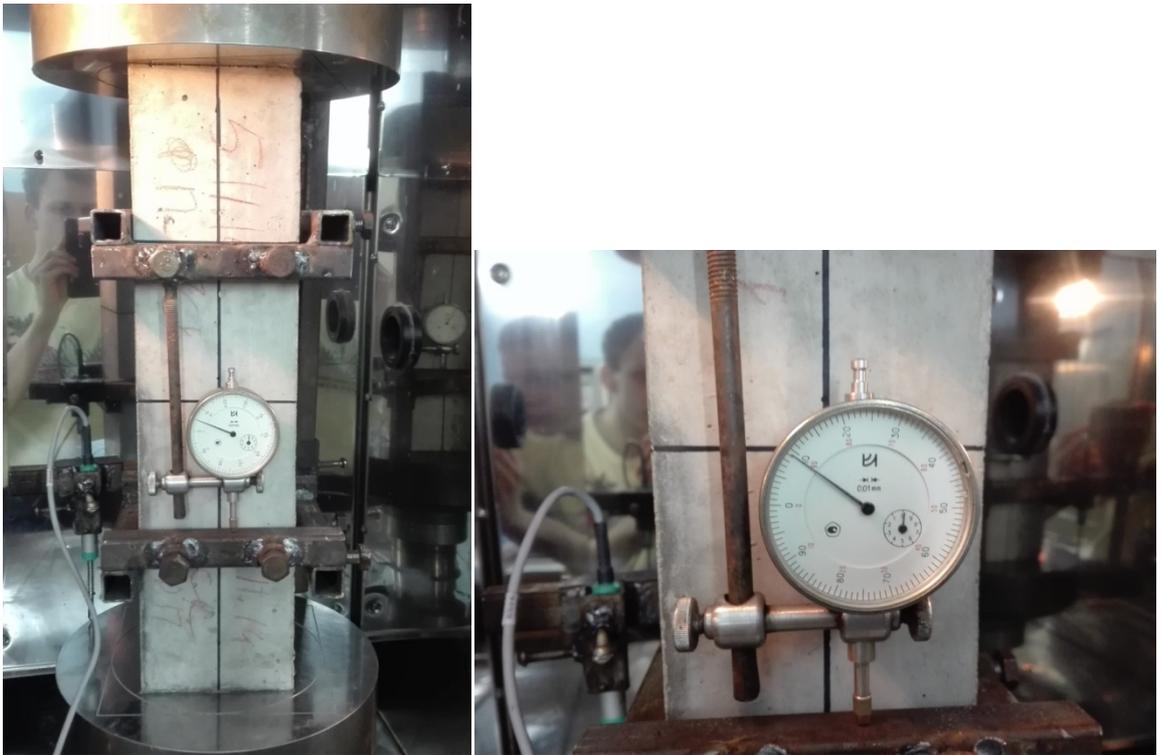


Рисунок 3.2 – Схема испытания призмы 100×100×400 мм

Разрушение призмы произошло при нагрузке 274,7 кН, соответственно предел прочности при сжатии составил $\sigma = \frac{P_p}{F} = \frac{27470 \text{ кг}}{100 \text{ см}^2} = 274,7 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2} = 27,47 \text{ МПа}$.

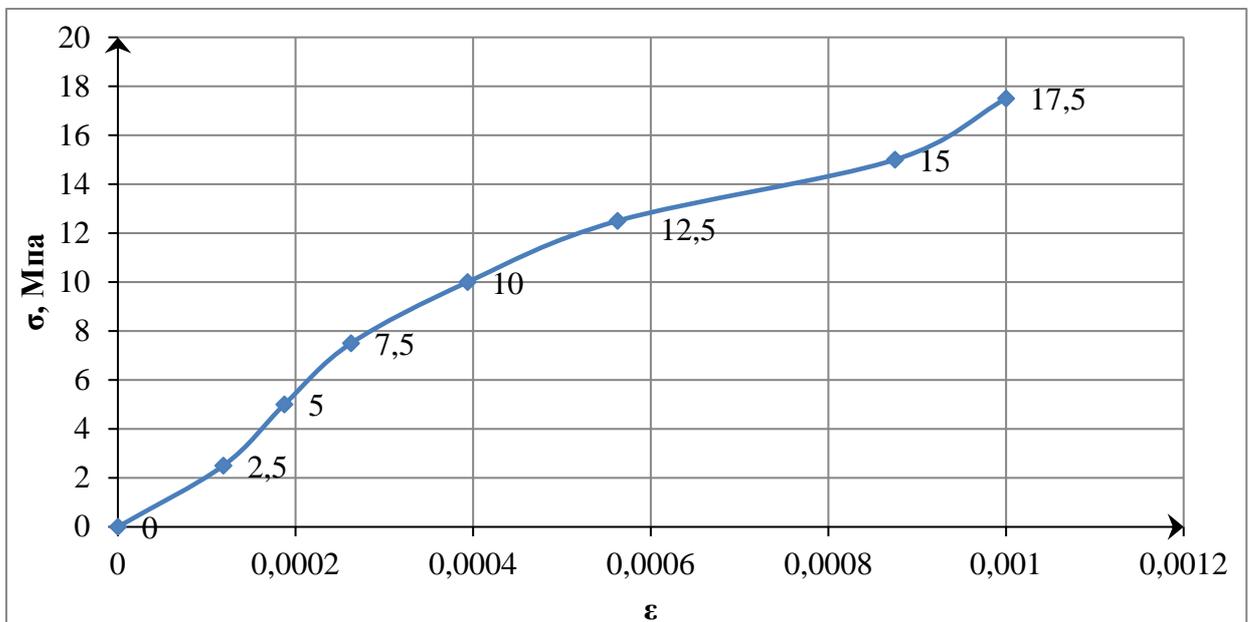
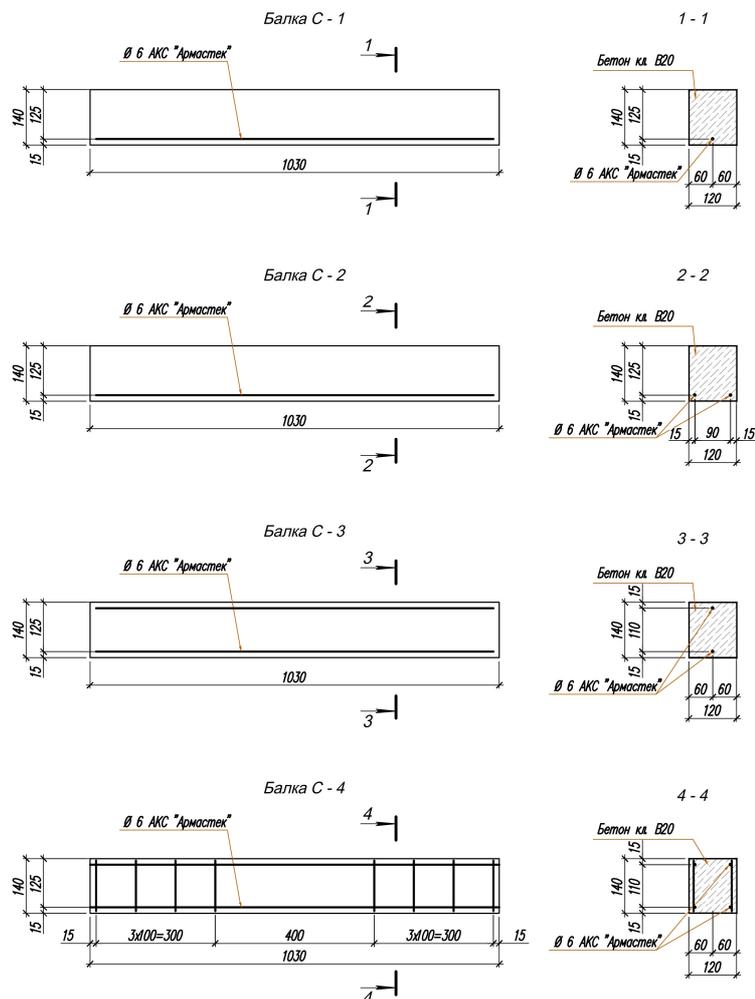


Рисунок 3.3 – Диаграмма «σ – ε» для определения начального модуля упругости бетона

Таблица 3.1 – Результаты экспериментального определения касательного модуля деформаций

Нагрузка, кН	Абсолютные деформации (δ), мм	Относительные деформации при сжатии $\varepsilon = \delta/160$	Напряжения σ , МПа	Модуль упругости, E_b МПа	% от разрушающей нагрузки
0	0	0	0	0	Время выдержки 5 мин.
25	0,019	0,00012	2,5	21 052,6	10 %
50	0,03	0,00019	5	26 666,7	20 %
75	0,042	0,00026	7,5	28 571,4	30 %
100	0,063	0,00039	10	25 396,8	40 %
125	0,09	0,00056	12,5	22 222,2	50 %
150	0,14	0,00088	15	17 142,9	30 %
175	0,16	0,001	17,5	17 500,0	70 %

В качестве рабочей применялась стальная арматура класса А400 \varnothing 6 мм по ГОСТ 5781–82* [27] (Объединенный Западно-Сибирский металлургический комбинат ЕВРАЗ) и стеклопластиковая арматура \varnothing 6 мм ТУ 2296-001-60722703-2010 («Армастек») [110] (рисунок 3.4).



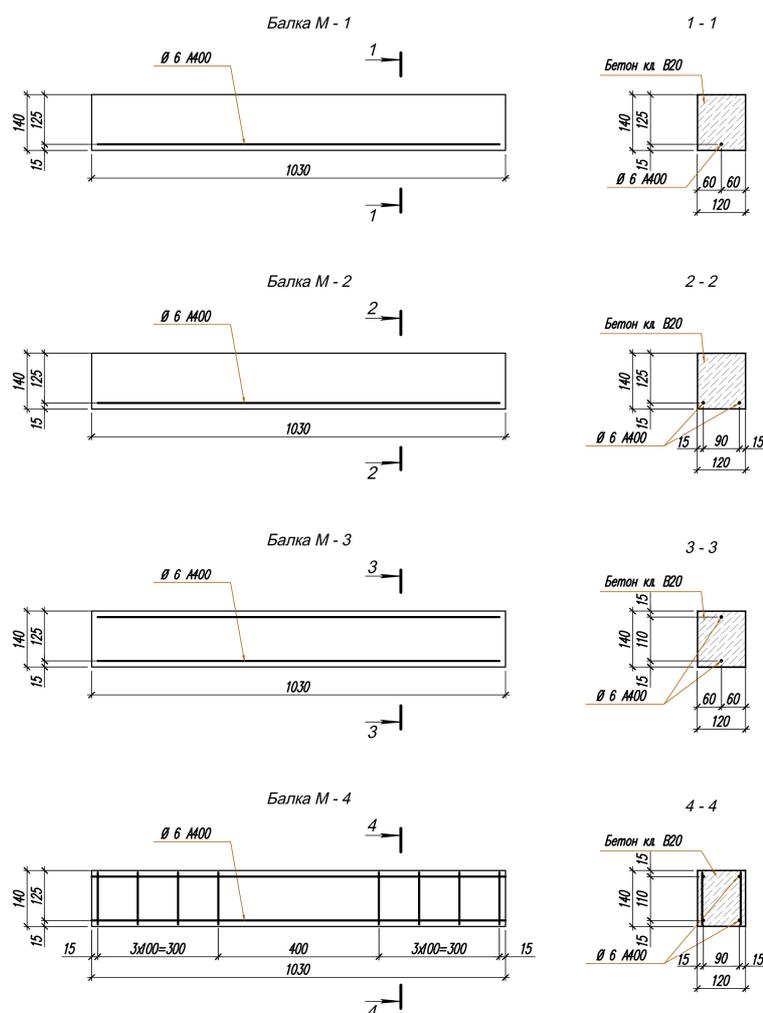


Рисунок 3.4 – Схемы армирования балок со стеклопластиковой и стальной арматурой

Расчетная схема и общий вид установки приведен на рисунках 3.5 – 3.6. Установка состоит из испытываемого образца (1), установленного на подставки. Сосредоточенная нагрузка, создаваемая с помощью домкрата, передается на балку через металлическую траверсу (2). Под действием нагрузки испытываемая балка упирается в шарнирные опоры (3). Испытания бетонных балок производилось в соответствии с ГОСТ 8829–94 [28]. Нагружение образцов выполнялось ступенями по 10 % от предполагаемой разрушающей силы. Величина нагрузки измерялась с помощью механического динамометра сжатия (4) ДОСМ-3-50У 5098. Измерение прогибов и деформаций осуществлялось индикаторами часового типа с ценой деления 0,1 мм (5). Ширина раскрытия трещин измерялась оптическим микроскопом МПБ-2 с ценой деления 0,05 мм.

На каждом этапе нагружения выдержка осуществлялась в течение десяти минут, на протяжении которых снимались показания индикаторов часового типа, фиксировались трещины и их развитие, измерялась ширина раскрытия трещин.

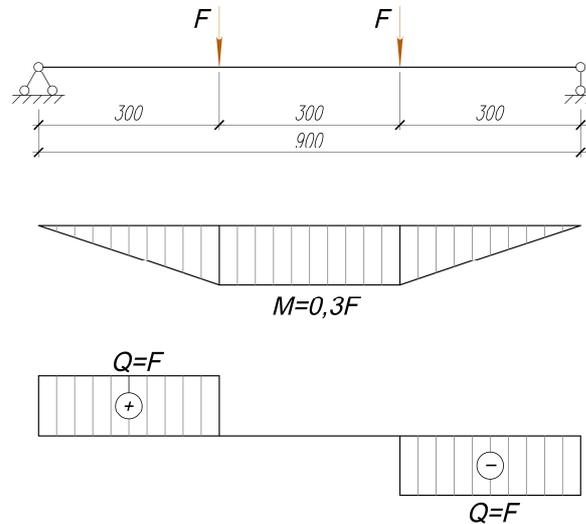


Рисунок 3.5 – Расчетная схема балки при испытаниях

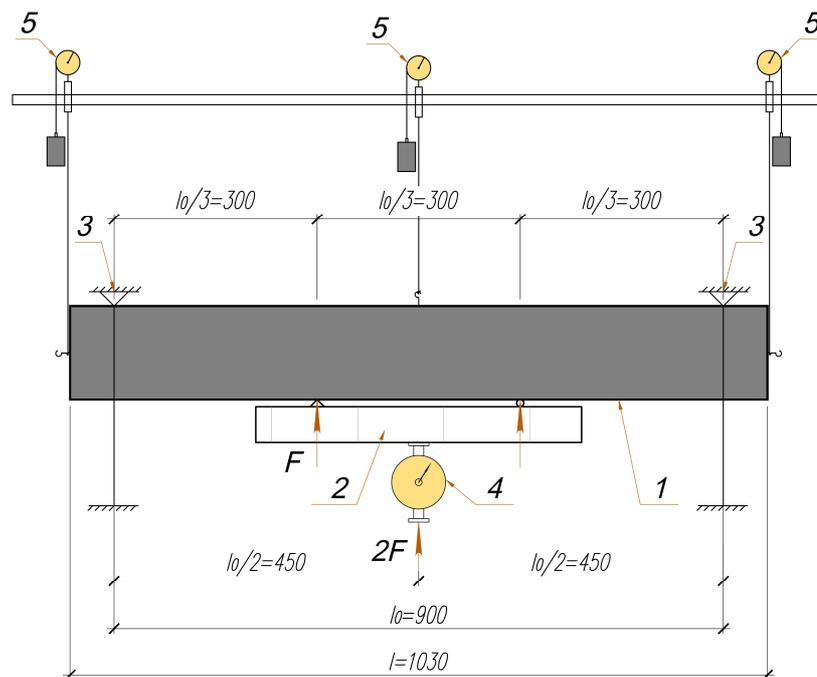


Рисунок 3.6 – Схема испытаний опытных балок и расстановка измерительной аппаратуры

Всего было испытано четыре серии образцов (по три образца каждого вида) (С-1 ... С-4) включающие, три балки, армированные композитной стеклопластиковой арматурой, и одна балка (М-1 ... М-4) армированная арматурой $\varnothing 6$ мм А400 ГОСТ 5781–82* с аналогичным расположением арматурных стержней.

Балки были рассчитаны: по нормальным сечениям; по наклонным сечениям; моменту образования трещин.

С целью определения влияния агрессивной среды на работу армобетонных балок, образцы серии С-1 и С-3 были помещены в 25%-й водный раствор NaCl.

3.2 Анализ распределения прочности бетона в пределах площади боковых поверхностей

Перед испытанием изгибаемых элементов нагружением была определена прочность бетона балок неразрушающими методами контроля. Приборами Пульсар 2.1; Оникс 2.5; СКБ Стройприбор ИПС МГ4.03 (рисунки Г.1 – Г.9 Приложения Г). Измерения проводились в пределах площади боковой поверхности.

Ультразвуковой прибор ПУЛЬСАР 2.1 осуществляет контроль прочности и однородности бетона при сквозном и поверхностном прозвучивании в изделиях. Электронный склерометр ОНИКС-2.5 и СКБ Стройприбор ИПС МГ4.03 – приборы предназначенные для оперативного измерения прочности и однородности бетона методом ударного импульса по ГОСТ 22690–2015 [21].

По результатам контроля качества бетона неразрушающими методами построены изолинии прочности бетона на боковой поверхности балок серий С-1, С-2, С-4, в результате анализа которых установлено:

- приборы Пульсар 2.1, Оникс 2.5, СКБ Стройприбор ИПС МГ 4.03 дают сопоставимые значения прочности бетона. В пределах одной балки прочность может меняться в пределах от 20 до 35 МПа;

- прочность бетона весьма неравномерно распределена в пределах площади боковой поверхности. Наибольшая неравномерность распределения прочности наблюдается в области прохождения арматурных стержней. Значения прочности изменяются от 20 до 40 МПа. Вдоль неармированной грани балки прочность распределяется более равномерно (таблица 3.2). Диапазон изменения прочности 18–28 МПа, вдоль армированной грани диапазон 12–40 МПа;

– армирование способствует: развитию дезинтеграции структуры бетона, формированию ослабленных областей, формированию блочной структуры.

Можно предположить, что арматура сдерживает свободное развитие усадочных деформаций и поэтому в бетоне возникают растягивающие напряжения, образуются очаги разуплотнения структуры, характеризующиеся пониженной прочностью (σ), плотностью (D), модулем упругости (E).

Таблица 3.2 – Значения прочности бетона (МПа) определенные неразрушающими методами вдоль грани без армирования (В) и армированной (Н).

Серия балок	Грань	Измерительный прибор		
		Пульсар 2.1	Оникс 2.5	ИПС МГ4.03
С-1	В	25-27	21-24	18-24
	Н	13-34	28-33	27-33
С-2	В	24-28	22-31	24-27
	Н	17-33	21-40	12-33
С-4	В	-	18-32	14-30
	Н	-	19-32	21-30

Анализ изолиний показал, что распределение прочности или модуля упругости по длине армированной грани балки можно графически описать синусоидой (рисунок 3.7) функцией вида:

$$\sigma = \sigma_m + \Delta\sigma \sin \frac{\pi x}{L} n, \quad (3.1)$$

где L – длина балки;

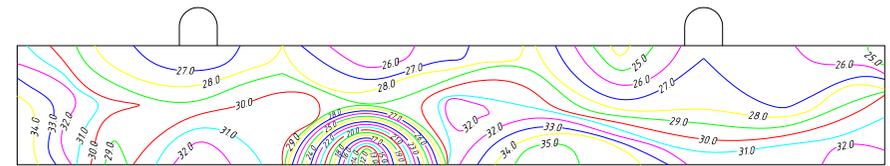
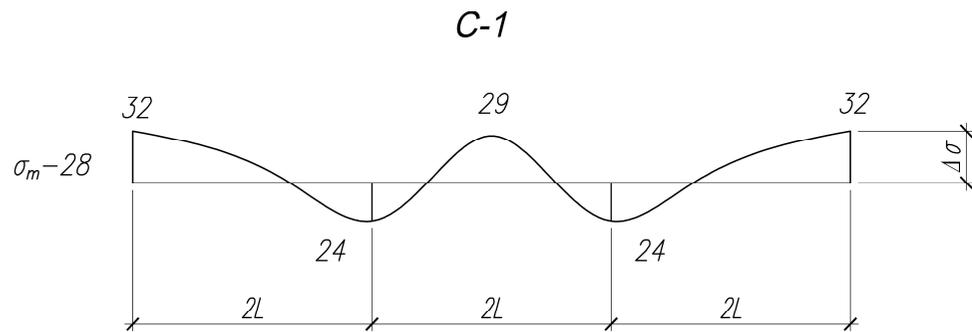
n - число волн с границами $0 \leq x \leq 2\pi$.

Обозначим L_{crc} – расстояние между трещинами, которые делят балку на условные блоки длиной L_{crc} . Тогда длина балки будет равна $L = n \cdot L_{crc}$ и формула (3.1) примет вид:

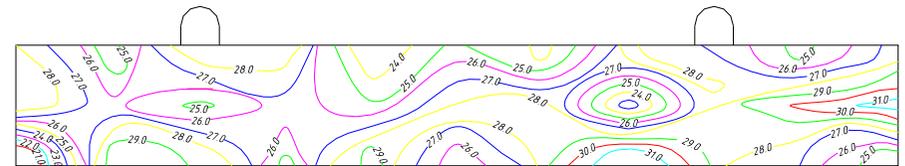
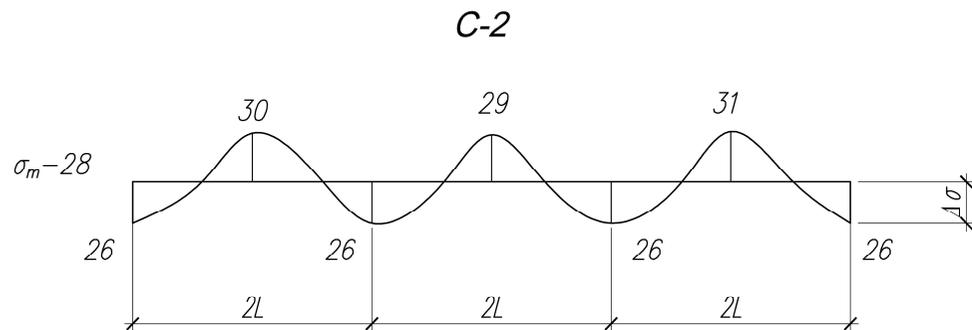
$$\sigma = \sigma_m + \Delta\sigma \sin \frac{\pi x}{L_{crc}}. \quad (3.2)$$

Длину блока будем определять из модели, имитирующей условия образования трещин в растянутом стержне из бетона, армированного арматурой, расположенной по оси элемента.

При растяжении арматуры в бетоне будут возникать растягивающие напряжения (рисунок 3.8). Первые трещины образуются в сечении с минимальной прочностью бетона.



Изолинии прочности бетона на боковой поверхности балки серии С-1, определенные неразрушающим методом прибором Пульсар 2.1



Изолинии прочности бетона на боковой поверхности балки серии С-2, определенные неразрушающим методом прибором Пульсар 2.1

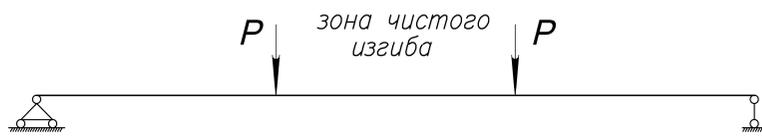
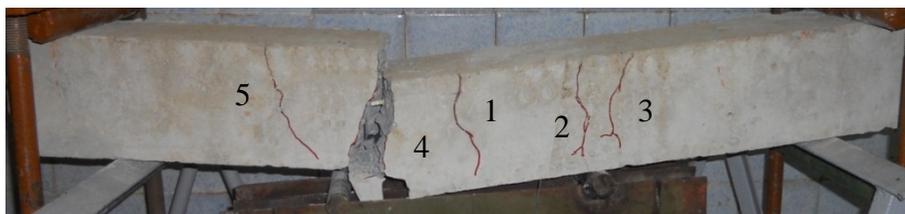
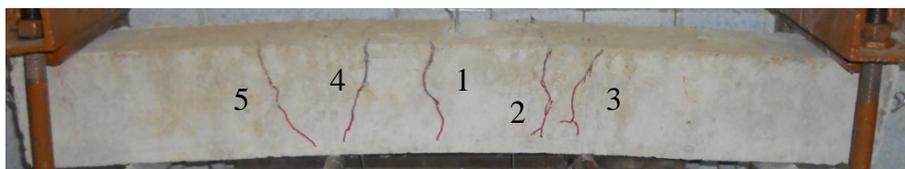


Рисунок 3.7 – Распределение прочности бетона по длине боковой поверхности



a

б

Рисунок 3.8 – Последовательность развития трещин и характер разрушения балок: *a* – С-1; *б* – С-2

Последующие i -е трещины будут образовываться в соответствии с условием $\sigma_i \geq R_{bt}$, где R_{bt} – сопротивление бетона растяжению. Предположим, что вторая трещина образуется на расстоянии L_{crc} от первой. Выделим блок стержня сечениями 1 и 2 и рассмотрим равновесие сил, действующих на блок, и затем равновесие сил, действующих на арматурный стержень, выделенный из бетона (рисунок 3.9).

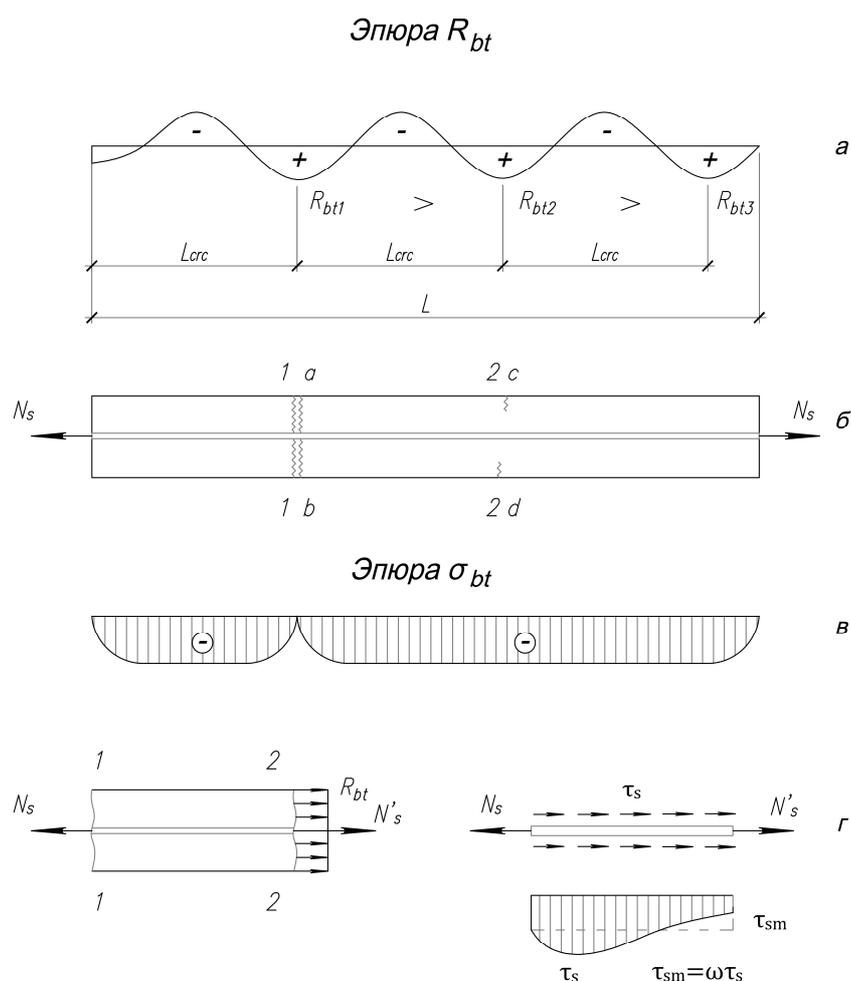


Рисунок 3.9 – Расчетная модель для определения L_{crc} :

- а) распределение прочности бетона по длине стержня;
- б) порядок образования трещин;
- в) эпюра напряжения в бетоне до образования трещин;
- г) усилия, воспринимаемые блоком а б с д

Получим два уравнения равновесия:

$$N_s = R_{bt} + N'_s \text{ и } N_s = \omega \tau_b \pi d L_{crc} + N_s. \quad (3.3)$$

Из решения системы уравнений получаем:

$$L_{crc} = \frac{R_{bt} \cdot A_b}{\tau_b \cdot \pi \cdot d \cdot \omega}, \quad (3.4)$$

где A_b – площадь поперечного сечения железобетонного стержня;

τ_b – касательные напряжения на поверхности контакта бетона с арматурой;

d – диаметр арматурного стержня;

ω – коэффициент полноты эпюры τ .

Принимаем $\omega = 1$. В предельном случае при механическом сцеплении бетона с арматурой можно принять $\tau_b = R_{ag} = 2R_{bt}$, где R_{ag} – адгезионная прочность бетона равная прочности бетона на сдвиг. Тогда получаем формулу вида:

$$L_{crc} = \frac{d}{8\mu}, \quad (3.5)$$

где μ — коэффициент армирования, $\mu = \frac{\pi d^2}{4bh}$.

Параметры экспериментальных балок: $d = 6$ мм; $b = 120$ мм; $h = 140$ мм; $\mu = 0,00168$. Тогда расчетные расстояния между трещинами соответственно равны: С-1, $L_{crc} = 44,6$ см; С-2, $L_{crc} = 22,3$ см.

Формула (3.5) определяет функциональную зависимость, определяющую влияние диаметра и процентного содержания арматуры в элементе на процесс дезинтеграции железобетонных элементов под нагрузкой. Для количественной оценки геометрических размеров блоков, образующихся в процессе разрушения, необходимо учитывать однородность бетона.

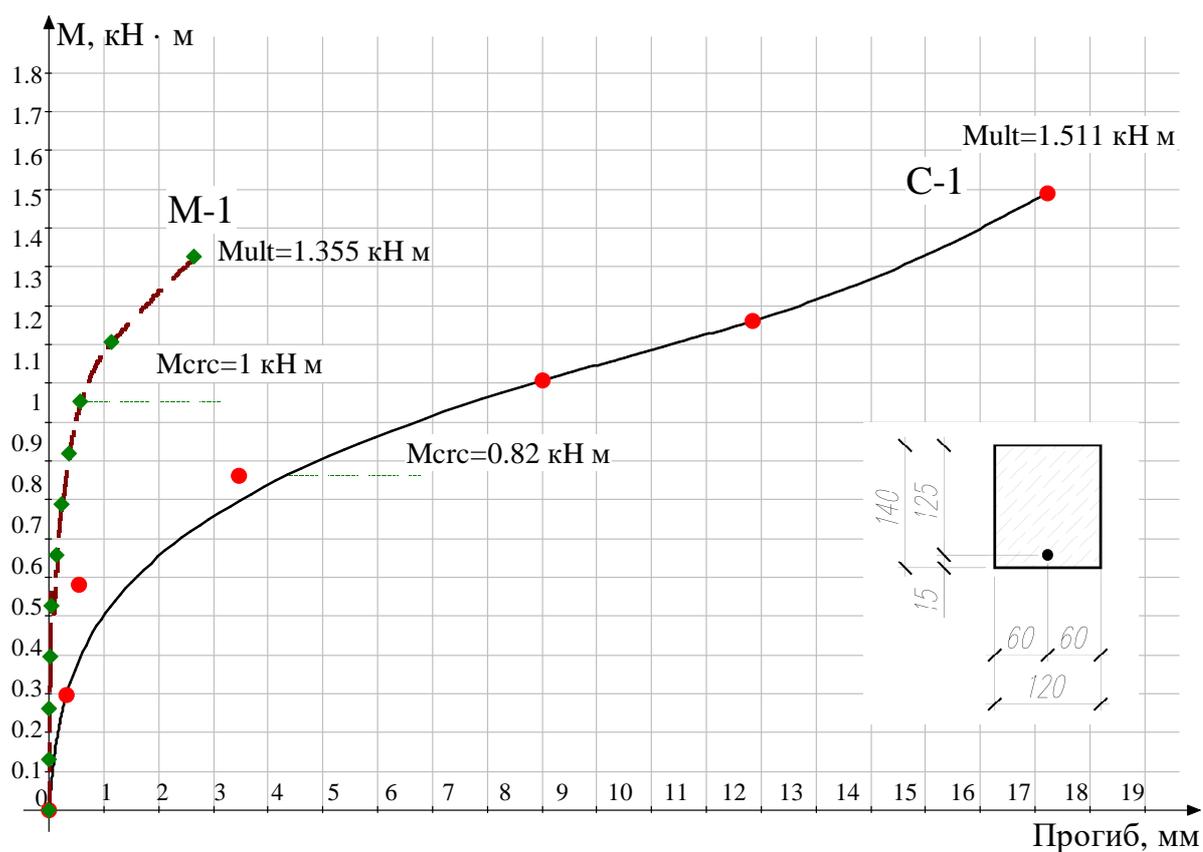
3.3 Результаты экспериментальных испытаний балок

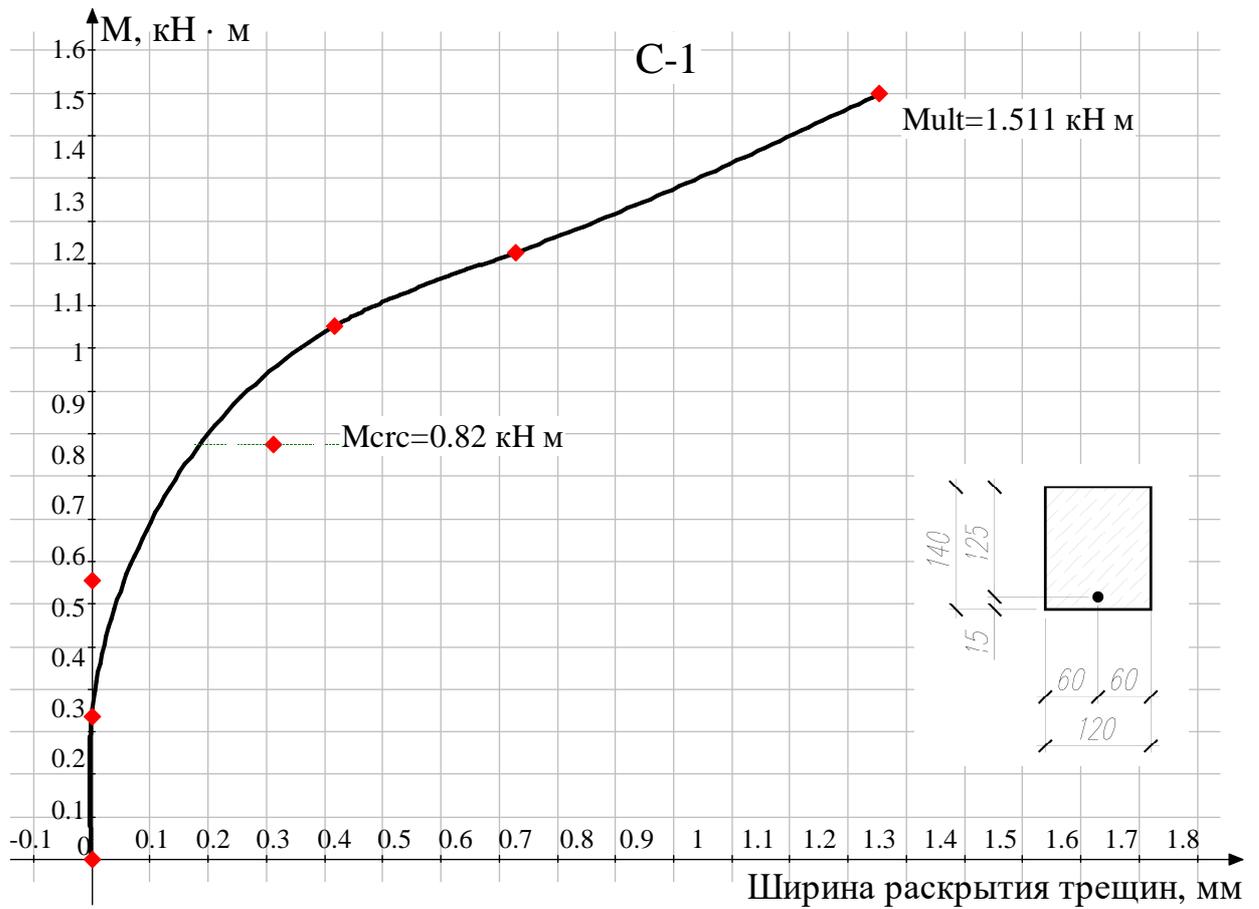
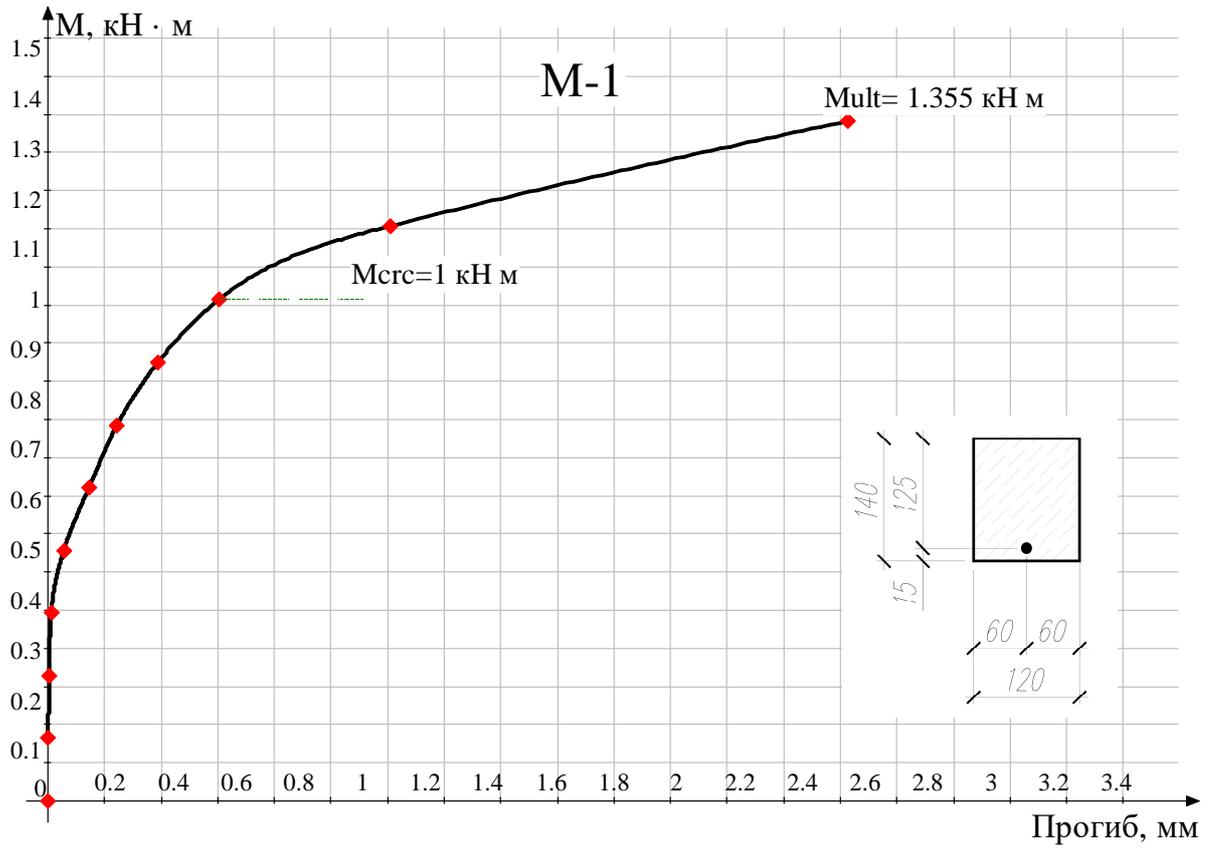
Для улучшения качества обработки результатов проведенных экспериментальных исследований и анализа напряженно деформированного состояния проводилась фотофиксация основных этапов нагружения, результаты которых представлены в Приложении Г на рисунках Г10 ... Г14. Протоколы испытаний балок представлены в таблицах Г.1 ... Г.22 Приложения Г.

Анализируя схемы образования трещин, можно сделать вывод, что при нагружении образцов кратковременной нагрузкой для балок всех типов серий первыми образуются нормальные трещины в зоне максимальных моментов. С ростом нагрузки, в зависимости от процента армирования, появляются трещины в приопорной зоне, образуются наклонные трещины.

Таким образом, в балках (см. рисунок 3.8) с минимальным процентом армирования (С-1, С-3) разрушение произошло в результате развития нормальной трещины. Балки серии С-2, С-4 разрушились в результате образования и развития наклонной трещины.

По результатам испытаний были построены графики зависимости между изгибающими моментами, деформациями и шириной раскрытия трещин (рисунки 3.10 – 3.13). Результаты испытаний представлены в таблицах 3.3 и 3.4.





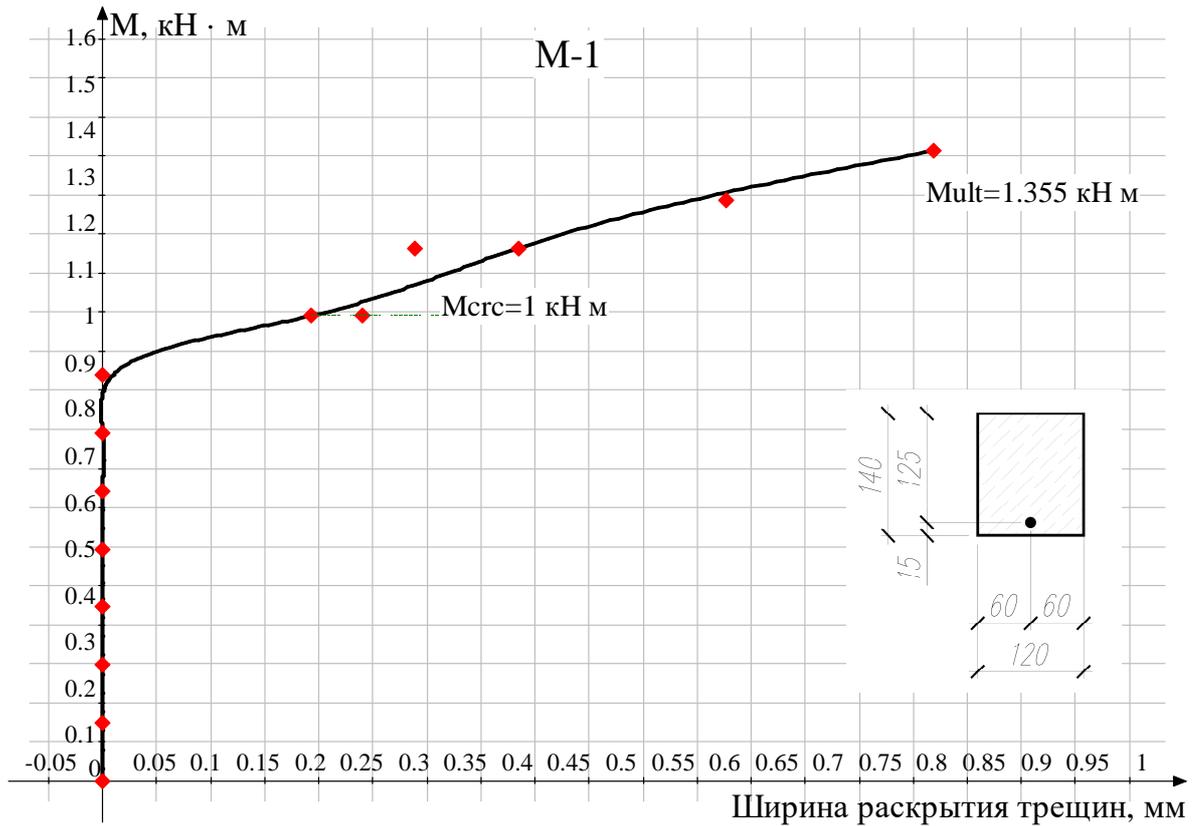
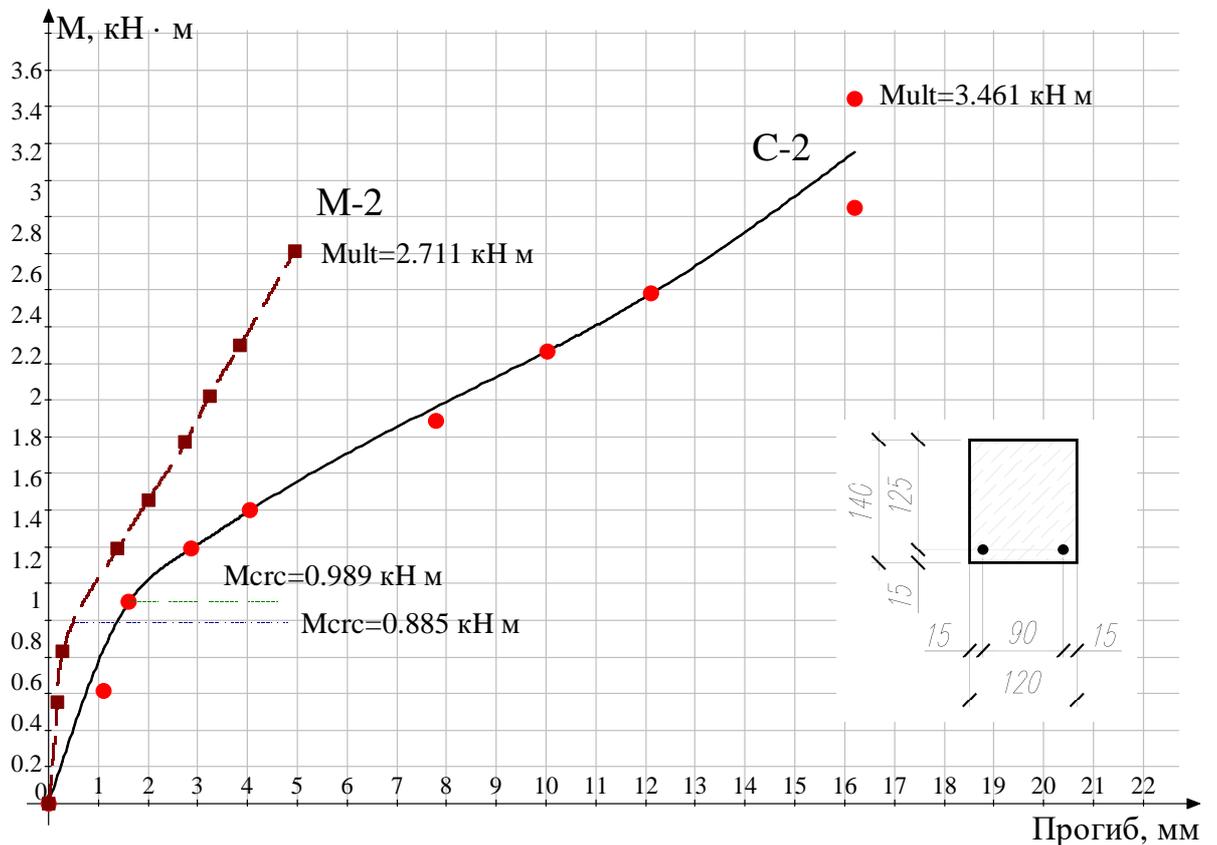
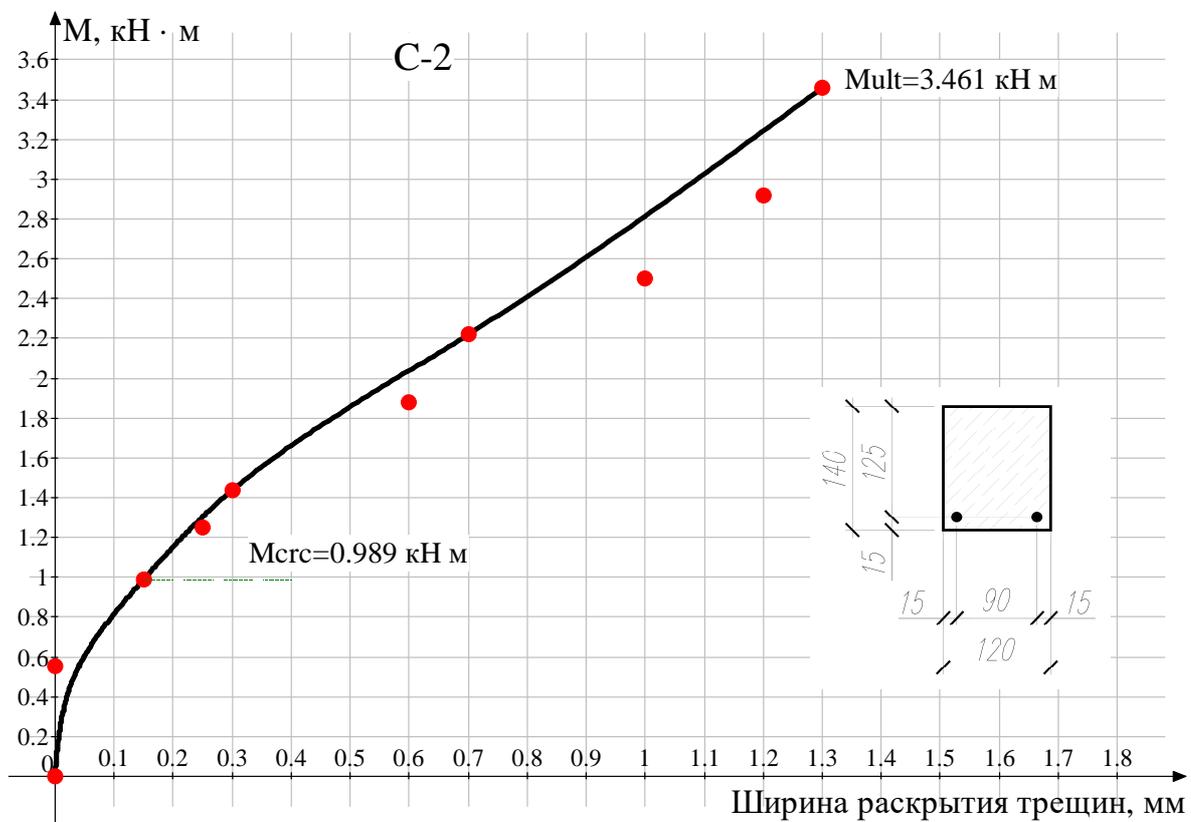
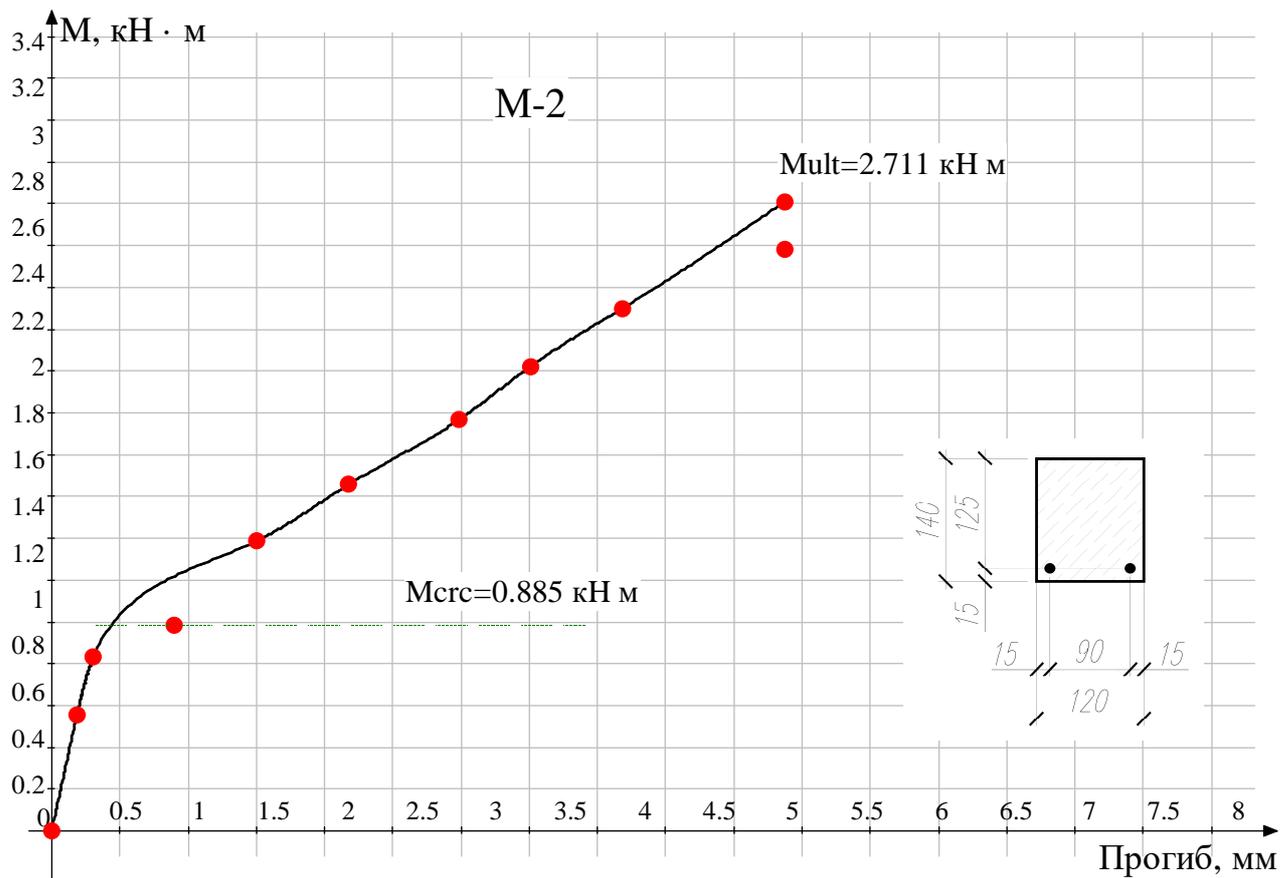


Рисунок 3.10 – Зависимость величины прогибов и ширины раскрытия трещин от роста нагрузки балок С-1 и М-1





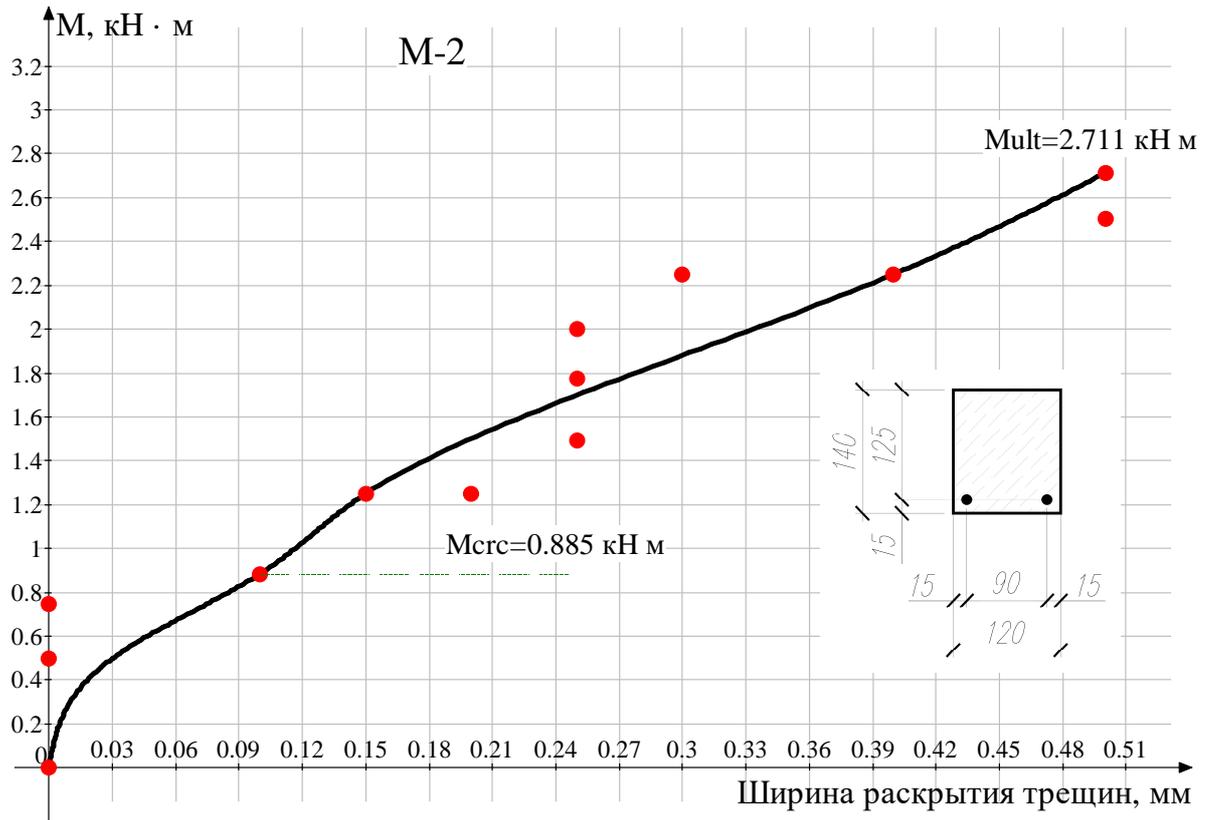
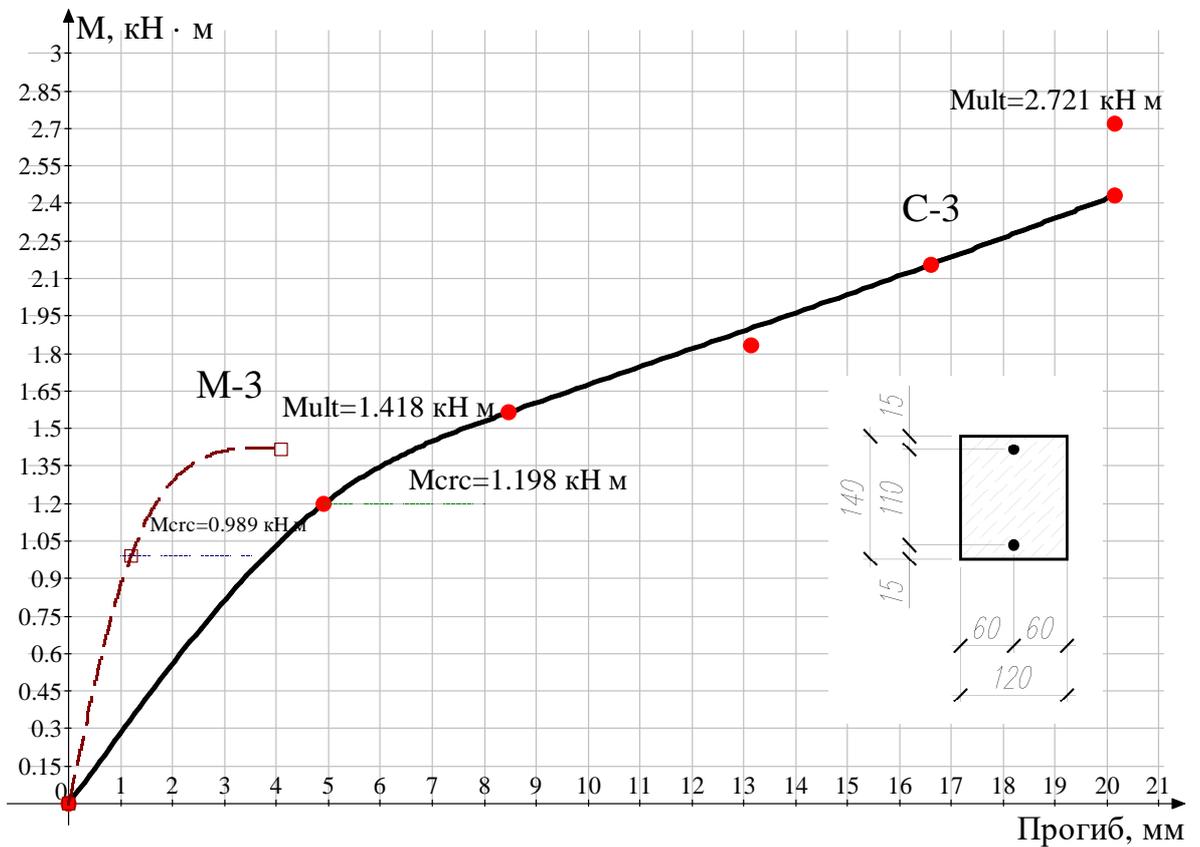


Рисунок 3.11 – Зависимость величины прогибов и ширины раскрытия трещин от роста нагрузки балок С-2 и М-2



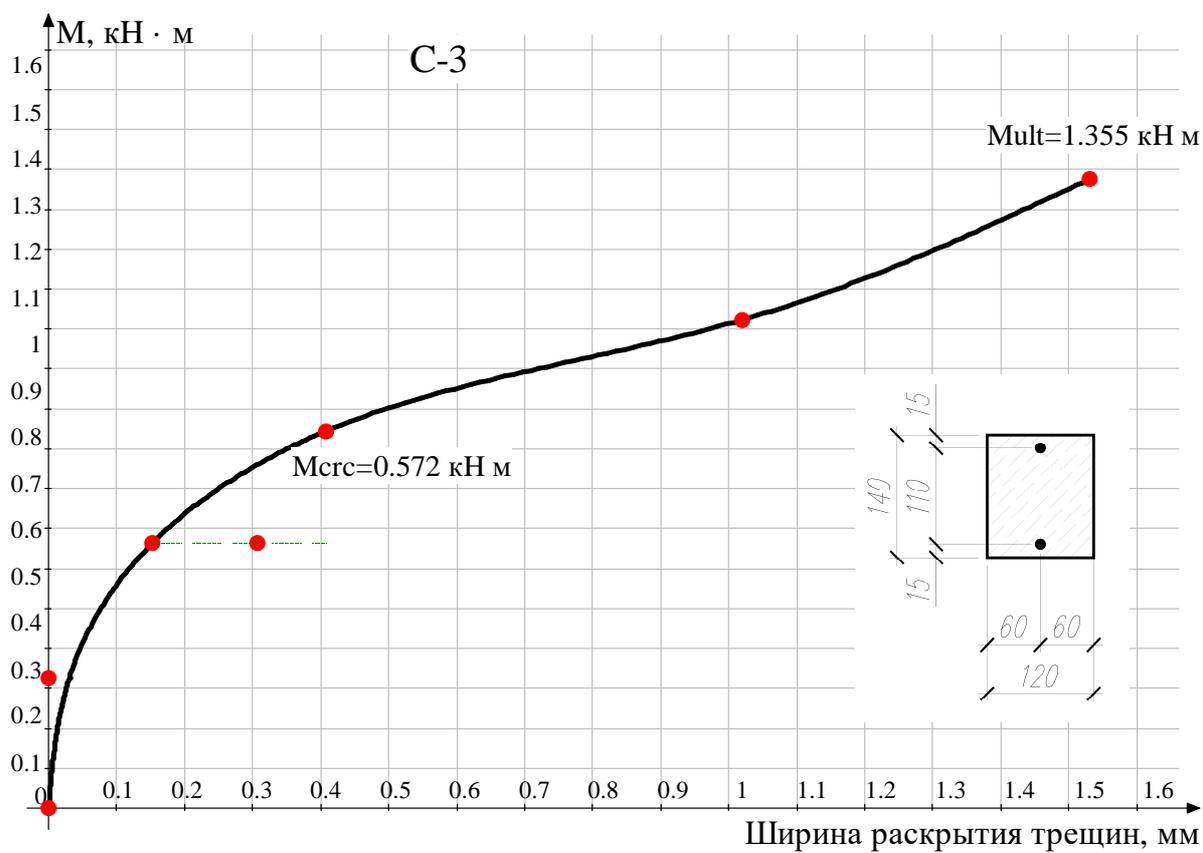
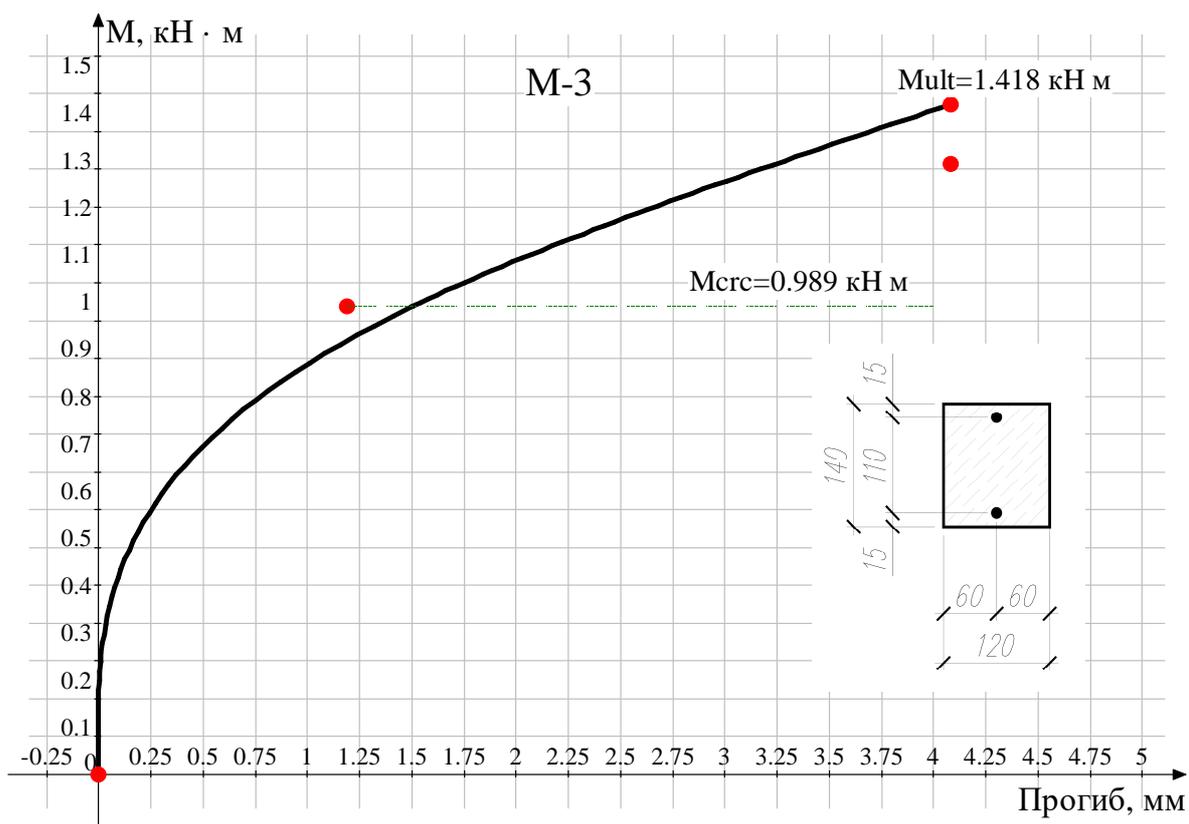
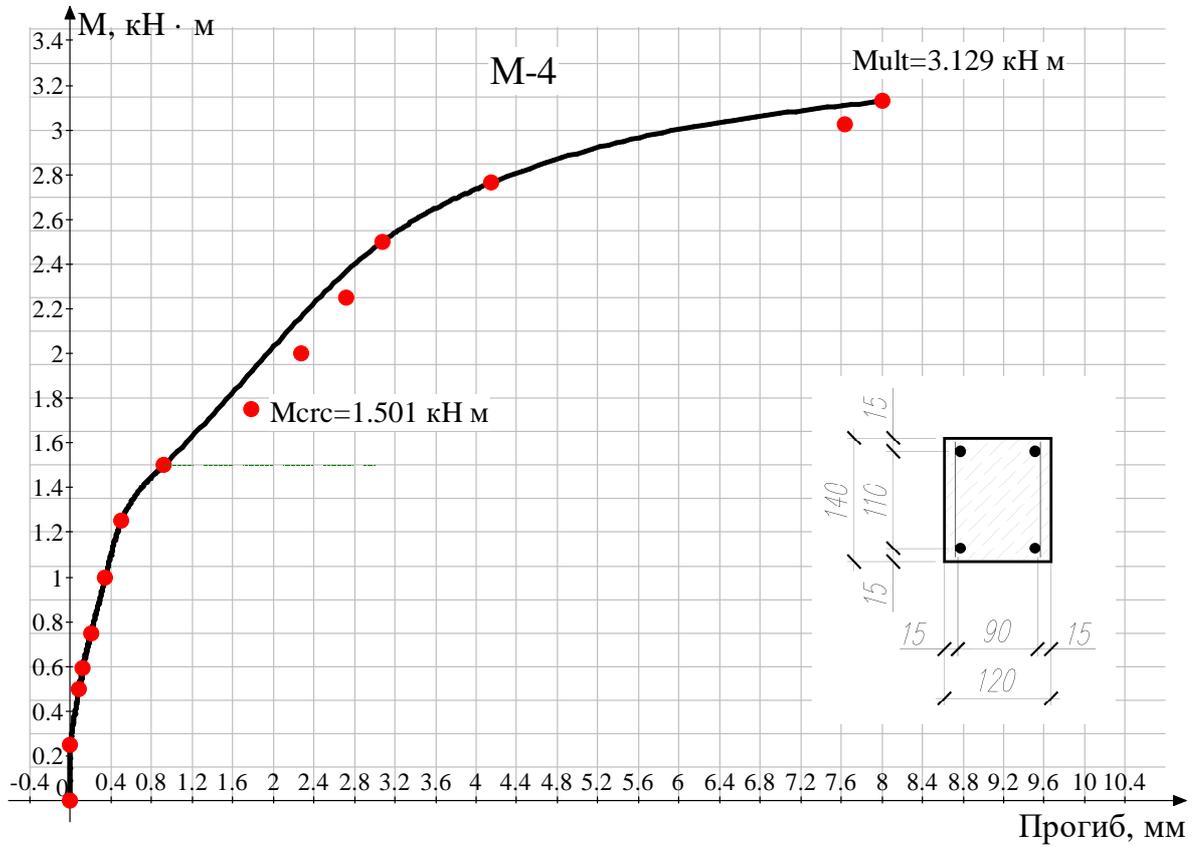
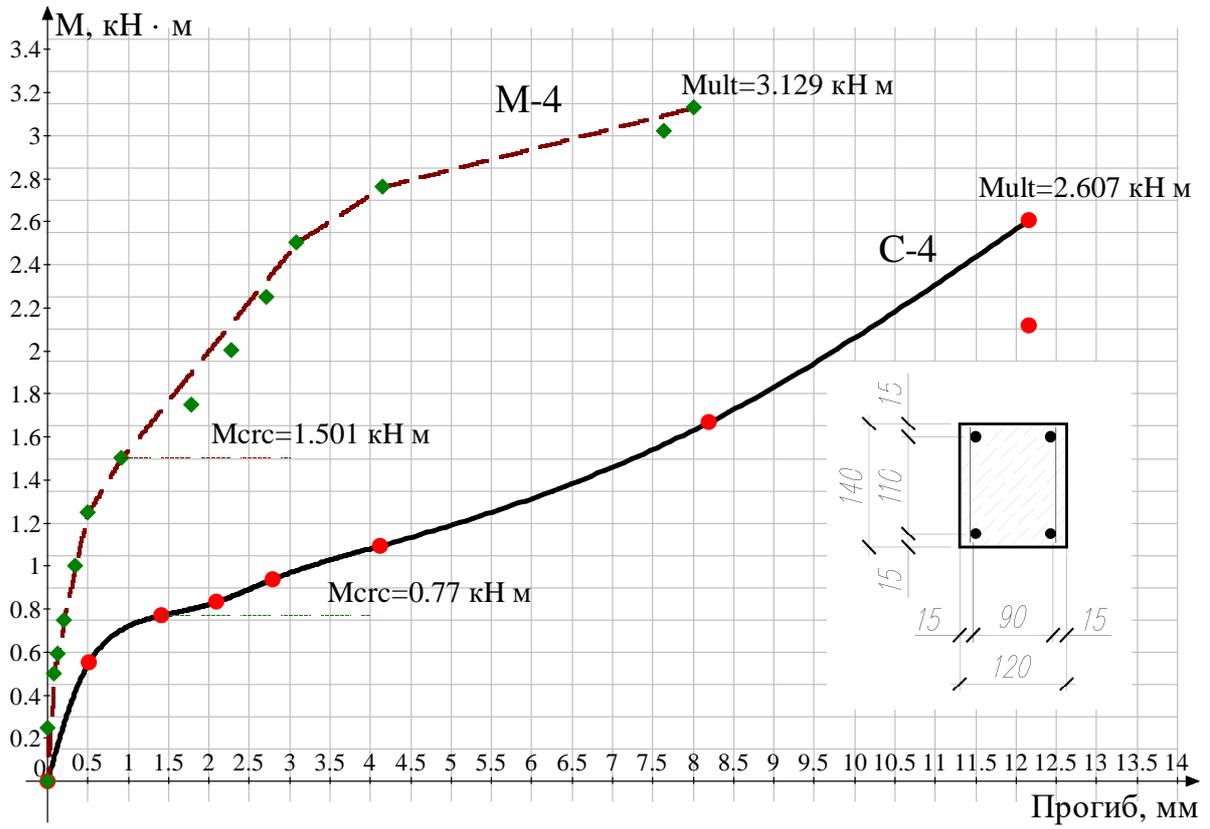


Рисунок 3.12 – Зависимость величины прогибов и ширины раскрытия трещин от роста нагрузки балок С-3 и М-3



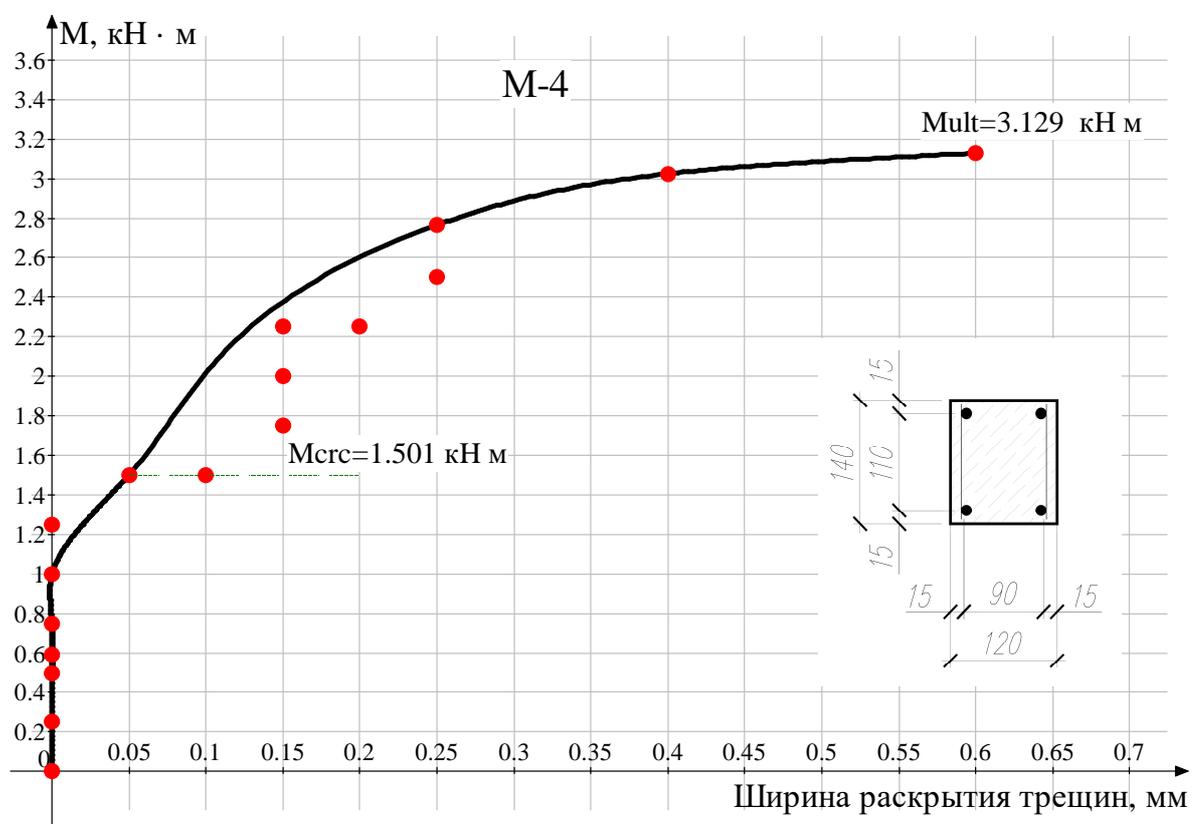
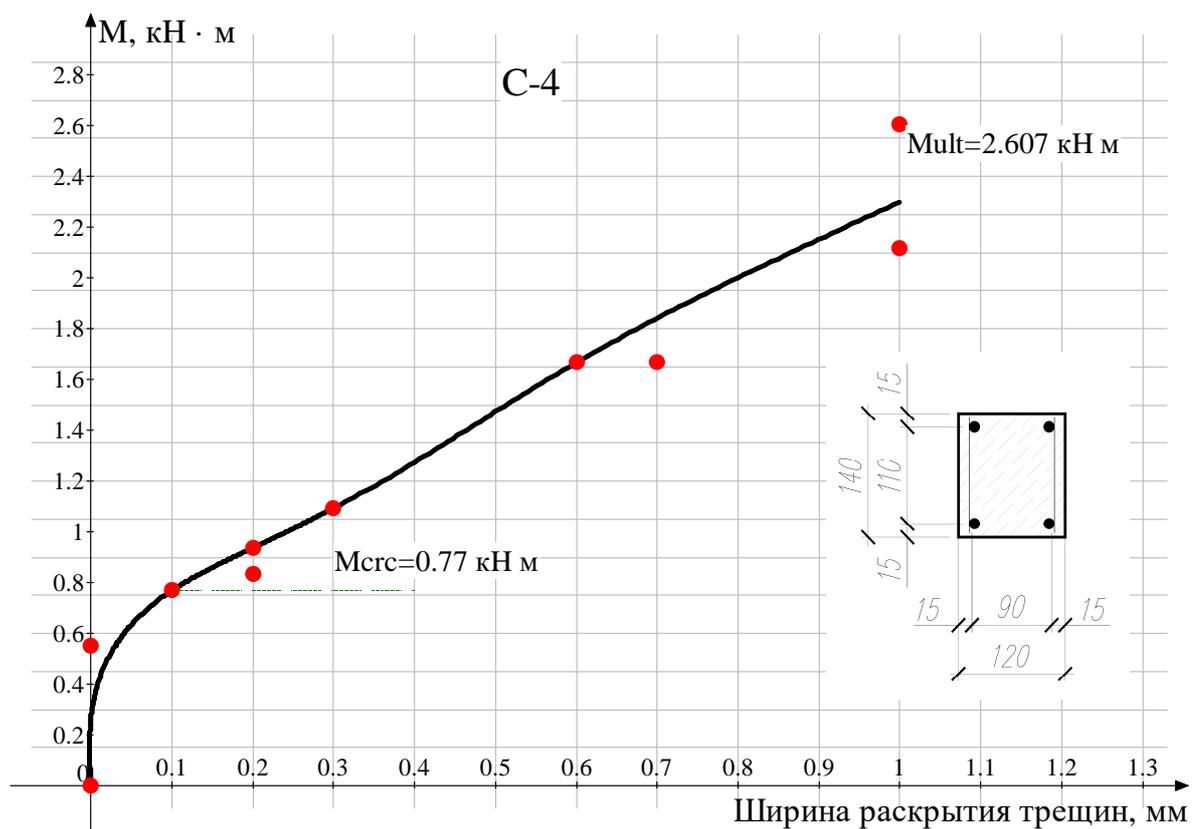


Рисунок 3.13 – Зависимость величины прогибов и ширины раскрытия трещин от роста нагрузки балок С-4 и М-4

Таблица 3.3 – Результаты испытаний балок серии «С - ...»

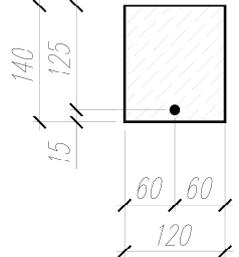
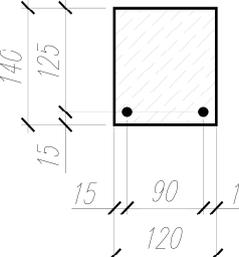
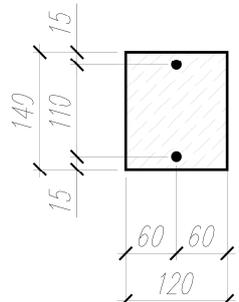
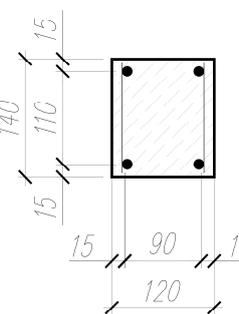
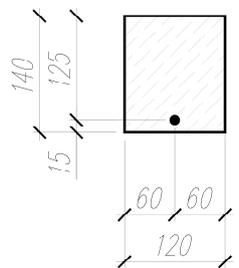
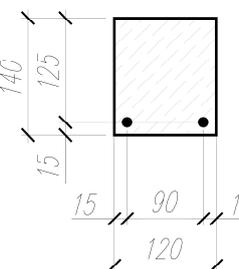
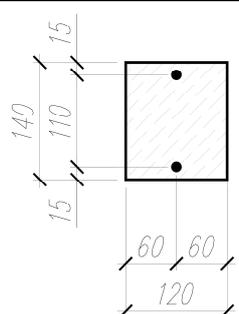
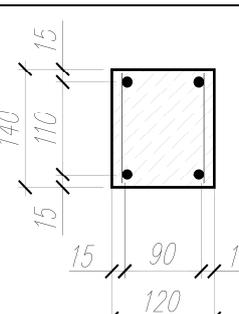
№ балки	Эскиз поперечного сечения	Разрушающие усилия				Момент трещинообразования		Ширин а раскрыт ия трещин	Прогибы	
		M_{ult} , кН·м	$M_{ult}^{теор}$, кН·м	Q_{ult} , кН	$Q_{ult}^{теор}$, кН	$M_{cr,ult}$, кН·м	$M_{cr,ult}^{теор}$, кН·м	a_{cr} , мм	f_{ser} , мм	f_{ult} , мм
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
С-1		1,355	2,414	4,516	10,124	0,541	0,5528	1,10	2,74	8,31
		1,511		5,038		0,812		1,50	3,21	16,128
С-2		2,777	4,483	9,258	10,124	1,110	0,5568	1,00	0,69	8,883
		3,461		11,536		0,989		801,30	1,50	15,033
С-3		2,721	2,414	9,069	10,124	-	0,5545	-	-	14,365
		1,355		4,516		0,572		1,70	2,12	13,105
С-4		3,025	4,483	10,083	30,493	0,924	0,5601	0,50	0,39	10,415
		2,607		8,689		0,770		1,00	1,42	11,352

Таблица 3.4 – Результаты испытаний балок серии «М - ...»

№ балки	Эскиз поперечного сечения	M_{ult} , кН·м	$M_{ult}^{теор}$, кН·м	Q_{ult} , кН	$Q_{ult}^{теор}$, кН	$M_{crc,ult}$, кН·м	$M_{crc,ult}^{теор}$, кН·м	a_{crc} , мм	f_{ser} , мм	f_{ult} , мм
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
М-1		1,355	1,215	4,516	10,124	1,000	0,5690	0,8	0,53	2,18
М-2		2,711	2,349	9,038	10,124	0,885	0,5892	0,50	0,70	4,73
М-3		1,418	1,215	4,725	10,124	-	0,5773	-	-	4,548
М-4		3,129	2,349	10,429	24,747	3,002	0,6059	0,90	1,07	6,798

В таблицах 3.3, 3.4 принят следующий принцип обозначений: «С-...» – балки, армированные композитной стеклопластиковой арматурой; «М-...» – металлической.

Анализ результатов экспериментальных исследований свидетельствует, что характер развития процессов деформирования и разрушения бетонных элементов,

армированных стеклопластиковой арматурой, соответствует развитию аналогичных процессов при нагружении балок, армированных стальной арматурой; замена стальной арматуры на композитную приводит к снижению жесткости, трещиностойкости изгибаемых элементов; возрастает проявление физической нелинейности в работе материала конструкций; происходит изменение механизма разрушения элемента. Поэтому при разработке методов расчета и прогнозирования необходимо особое внимание уделить проявлению и описанию физической нелинейности в работе бетона и арматуры под действием нагрузки и агрессивных сред, а также расчету изгибаемых элементов по второй группе предельных состояний.

3.4 Определение фактического расчетного значения сопротивления растяжению стеклопластиковой арматуры по результатам экспериментальных исследований

При расчете предполагаемой разрушающей нагрузки [80] нормативное сопротивление растяжению стеклопластиковой арматуры определено согласно проекту СП 295.1325800.2017 «Конструкции бетонные, армированные полимерной композитной арматурой. Правила проектирования»:

$$R_{f,n} = R_{f,исп}^{cp} (1 - 1,64v) = 1198,75 \cdot (1 - 1,64 \cdot 0,124) = 962,836 \text{ МПа} , \quad (3.6)$$

где $R_{f,исп}^{cp} = 1198,75 \text{ МПа}$ – среднее значение сопротивления растяжению стеклопластиковой арматуры по результатам испытания образцов;

$S = 148,65 \text{ МПа}$ – стандартное отклонение значений сопротивления растяжению стеклопластиковой арматуры по результатам испытания образцов;

$v = S/R_{f,исп}^{cp} = 148,65/1198,75 = 0,124$ – коэффициент вариации значений сопротивления растяжению стеклопластиковой арматуры по результатам испытания образцов.

Расчетное значение сопротивления растяжению стеклопластиковой арматуры, при нагружении конструкции кратковременной нагрузкой согласно СП составляет:

$$R_f = \gamma_{f1}\gamma_{f2}R_{f,n}/\gamma_f = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 962,836/1,5 = 513,51 \text{ МПа}, \quad (3.7)$$

где γ_f – коэффициент надежности по материалу, принимаемый при расчете по предельным состояниям второй группы равным 1,0, а при расчете по предельным состояниям первой группы – равным 1,5;

$\gamma_{f1} = 0,8$ – коэффициент, учитывающий условия эксплуатации конструкции с неметаллической композитной арматуры;

$\gamma_{f2} = 1,0$ – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки (для кратковременной нагрузки).

Теоретическая несущая способность испытанных балок серий С-1 и С-3 составляет:

$$x = \frac{R_f A_f}{R_b b} = \frac{513,51 \cdot 10^3 \cdot 20,41 \cdot 10^{-6}}{10,35 \cdot 10^3 \cdot 0,12} = 8,439 \cdot 10^{-3} \text{ м} \quad (3.8)$$

$$M_{ult}^{теор} = R_f A_f (h_0 - 0,5x) = 513,51 \cdot 10^3 \cdot 20,41 \cdot 10^{-6} \cdot (0,125 - 0,5 \cdot 8,439 \cdot 10^{-3}) = 1,265 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad (3.9)$$

$A_f = 20,41 \cdot 10^{-6}$ - площадь поперечного сечения композитной арматуры \varnothing 6 мм.

Теоретическая несущая способность испытанных балок серий С-2 и С-4 составляет

$$x = \frac{R_f A_f}{R_b b} = \frac{513,51 \cdot 10^3 \cdot 40,82 \cdot 10^{-6}}{10,35 \cdot 10^3 \cdot 0,12} = 16,877 \cdot 10^{-3} \text{ м}; \quad (3.10)$$

$$\begin{aligned} M_{ult}^{теор} &= R_f A_f (h_0 - 0,5x) = \\ &= 513,51 \cdot 10^3 \cdot 2 \cdot 20,41 \cdot 10^{-6} \cdot (0,125 - 0,5 \cdot 16,877 \cdot 10^{-3}) = \\ &= 2,443 \text{ кН} \cdot \text{м}, \end{aligned} \quad (3.11)$$

где A_f – площадь поперечного сечения композитной арматуры, м^2 (принимаем для двух стержней \varnothing 6 мм $A_f = 2 \cdot 20,41 \cdot 10^{-6} = 40,82 \cdot 10^{-6} \text{ м}^2$).

Для определения фактического расчетного значения сопротивления растяжению стеклопластиковой арматуры в армобетонных конструкциях произведем обратный расчет, подставив в формулы (3.9; 3.11) полученные при испытаниях значения изгибающих моментов. Наименьший изгибающий момент, действующий во время разрушения балок серии С-1 и С-3, составляет $M_{ult} = 1,355 \text{ кН} \cdot \text{м}$,

$$M_{ult} = R_f^p A_f (h_0 - 0,5x),$$

где R_f^p – расчётное значение предела прочности при растяжении композитной стеклопластиковой арматуры, МПа;

A_f – площадь поперечного сечения композитной арматуры, м² (принимая для стержня \emptyset 6 мм $A_f = 20,41 \cdot 10^{-6}$ м²);

R_b^p – расчетное значение предела прочности бетона на сжатие при расчете по 1-й группе предельных состояний, МПа (принимая для бетона В20 $R_b^p = R_b^H \cdot \gamma = 11,50$ МПа $\cdot 0,9 = 10,35$ МПа);

b – ширина балки, м.

Подставляем формулу (3.8) в формулу (3.9):

$$\begin{aligned} M_{ult} &= R_f^p A_f (h_0 - 0,5x) = R_f^p A_f \left(h_0 - 0,5 \cdot \frac{R_f^p A_f}{R_b^p b} \right) = R_f^p \cdot 20,41 \cdot 10^{-6} \text{ м} \left(0,125 \text{ м} - \right. \\ &\left. - 0,5 \cdot \frac{R_f^p \cdot 20,41 \cdot 10^{-6} \text{ м}}{10,35 \cdot 10^3 \text{ МПа} \cdot 0,12 \text{ м}} \right) = R_f^p \cdot 20,41 \cdot 10^{-6} \text{ м} \left(0,125 \text{ м} - R_f^p \cdot 8,217 \cdot 10^{-9} \right) = \\ &= R_f^p \cdot 2,551 \cdot 10^{-6} - (R_f^p)^2 \cdot 1,677 \cdot 10^{-13}. \end{aligned}$$

Решая квадратное уравнение вида,

$$-1,667 \cdot 10^{-13} \cdot (R_f^p)^2 + 2,551 \cdot 10^{-6} \cdot R_f^p - 1,355 = 0,$$

получаем $R_f^p = 542,63$ МПа, что на 5,67 % больше расчетного сопротивления значения по СП и на 43,64 % меньше нормативного.

Аналогичный расчет проводим для балок серий С-2 и С-4. Наименьший изгибающий момент, действующий во время разрушения данных балок, составляет $M_{ult} = 2,607$ кН·м,

$$M_{ult} = R_f^p A_f (h_0 - 0,5x).$$

Подставляем формулу (3.10) в формулу (3.11):

$$\begin{aligned} M_{ult} &= R_f^p A_f (h_0 - 0,5x) = R_f^p A_f \left(h_0 - 0,5 \cdot \frac{R_f^p A_f}{R_b^p b} \right) = R_f^p \cdot 40,82 \cdot 10^{-6} \text{ м} \left(0,125 \text{ м} - \right. \\ &\left. - 0,5 \cdot \frac{R_f^p \cdot 40,82 \cdot 10^{-6} \text{ м}}{10,35 \cdot 10^3 \text{ МПа} \cdot 0,12 \text{ м}} \right) = R_f^p \cdot 40,82 \cdot 10^{-6} \text{ м} \left(0,125 \text{ м} - R_f^p \cdot 3,28 \cdot 10^{-8} \right) = \\ &= R_f^p \cdot 5,1025 \cdot 10^{-6} - (R_f^p)^2 \cdot 1,341 \cdot 10^{-12}; \end{aligned}$$

решая квадратное уравнение вида

$$-1,341 \cdot 10^{-12} \cdot (R_f^p)^2 + 5,1025 \cdot 10^{-6} \cdot R_f^p - 2,607 = 0,$$

получаем $R_f^p = 608,180$ МПа, что на 18,44 % больше расчетного сопротивления по [101] и на 36,83 % меньше нормативного.

3.5 Экспериментальное исследование влияния агрессивной среды, содержащей ионы хлора, на работу балок

В процессе эксплуатации армобетонные конструкции подвергаются коррозионному разрушению под воздействием агрессивной среды.

С целью установления влияния агрессивной среды на работу армобетонных балок, балки серии С-1 и С-3 были помещены в 25%-й водный раствор NaCl. Выдерживание продолжалось 60 суток. Периодически производились испытания данных балок на изгиб, при которых фиксировался прогиб, и ширина раскрытия трещин. По окончании выдерживания балки были испытаны до разрушения. Первое испытание – до выдержки в агрессивной среде; второе испытание – после выдержки в течение 10 суток; третье испытание – после выдержки в течение 20 суток; четвертое испытание – после выдержки в течение 30 суток; пятое испытание – после выдержки в течении 40 суток. При каждом испытании значения нагрузок предыдущих испытаний повторялись.

На каждом этапе нагрузку выдерживали десять минут, на протяжении которых снимали показания индикаторов часового типа, фиксировали трещины и их развитие, измеряли ширина раскрытия трещин. Графики зависимости «нагрузка-прогиб» приведены на рисунках 3.14 – 3.15.

Кроме балок были испытаны призмы размерами 20×20×70 мм, которые выдерживались в водном растворе соляной кислоты – 1 % и 3 %, а также в 25%-м растворе NaCl. Образцы после термообработки выдерживали в средах при нормальной температуре (20–23 °С). После 7, 30, 100, 150, 180 суток экспонирования образцы призмы извлекали, сушили и фиксировали изменения прочности, массы, глубины проникания среды в объем образца [90]. Результаты

испытаний приведены в таблице 3.5. Подробная методика определения показателей химического сопротивления приведена в главе 5.

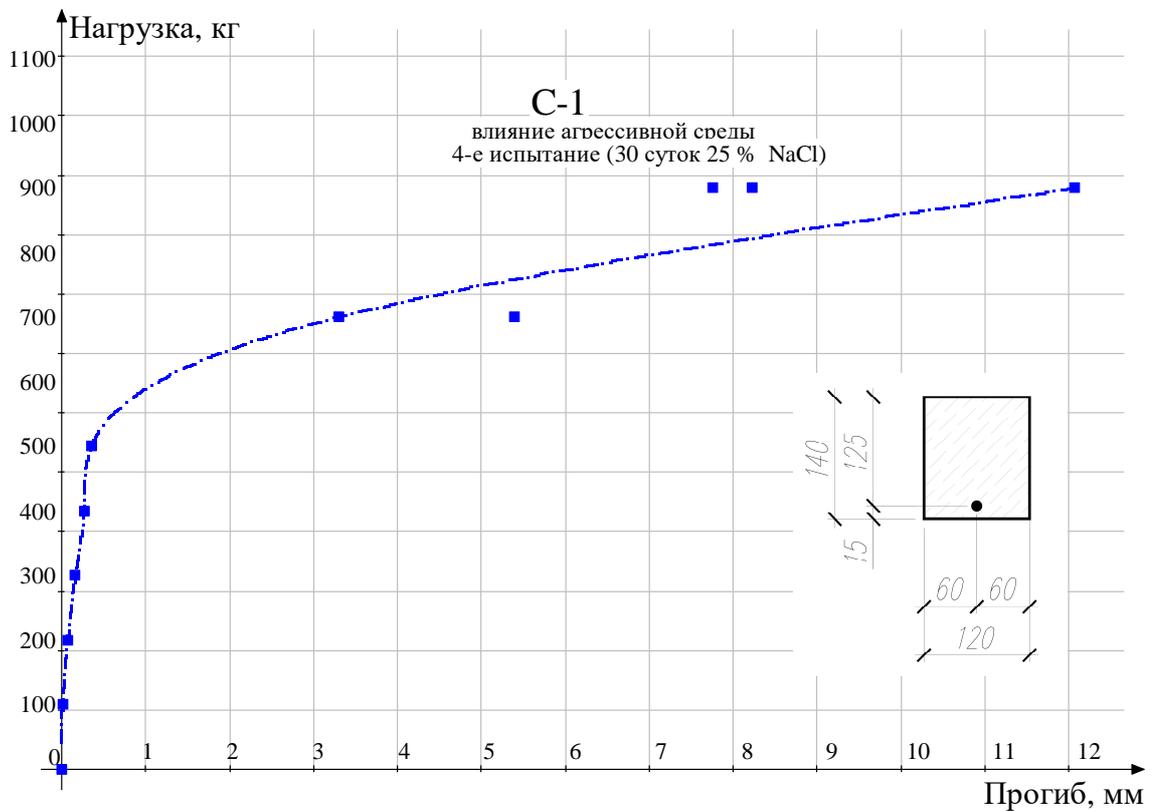
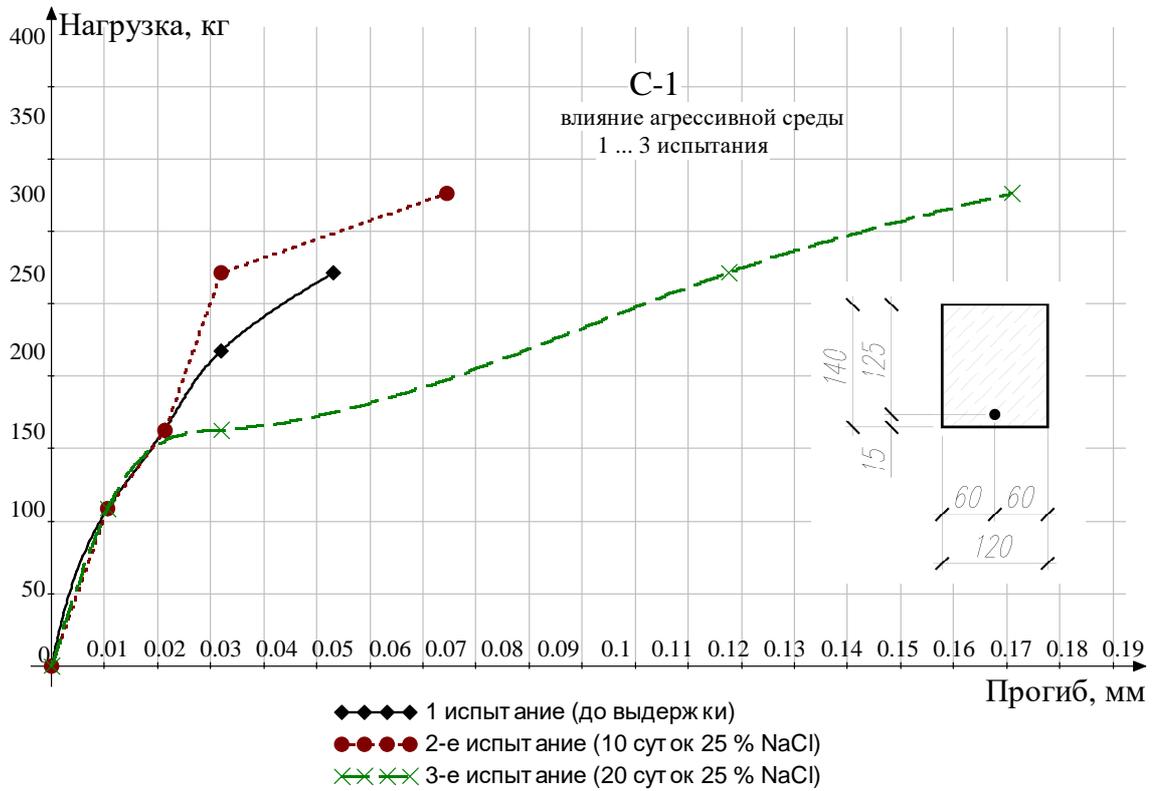


Рисунок 3.14 – График влияния агрессивной среды на величину прогиба балки С-1

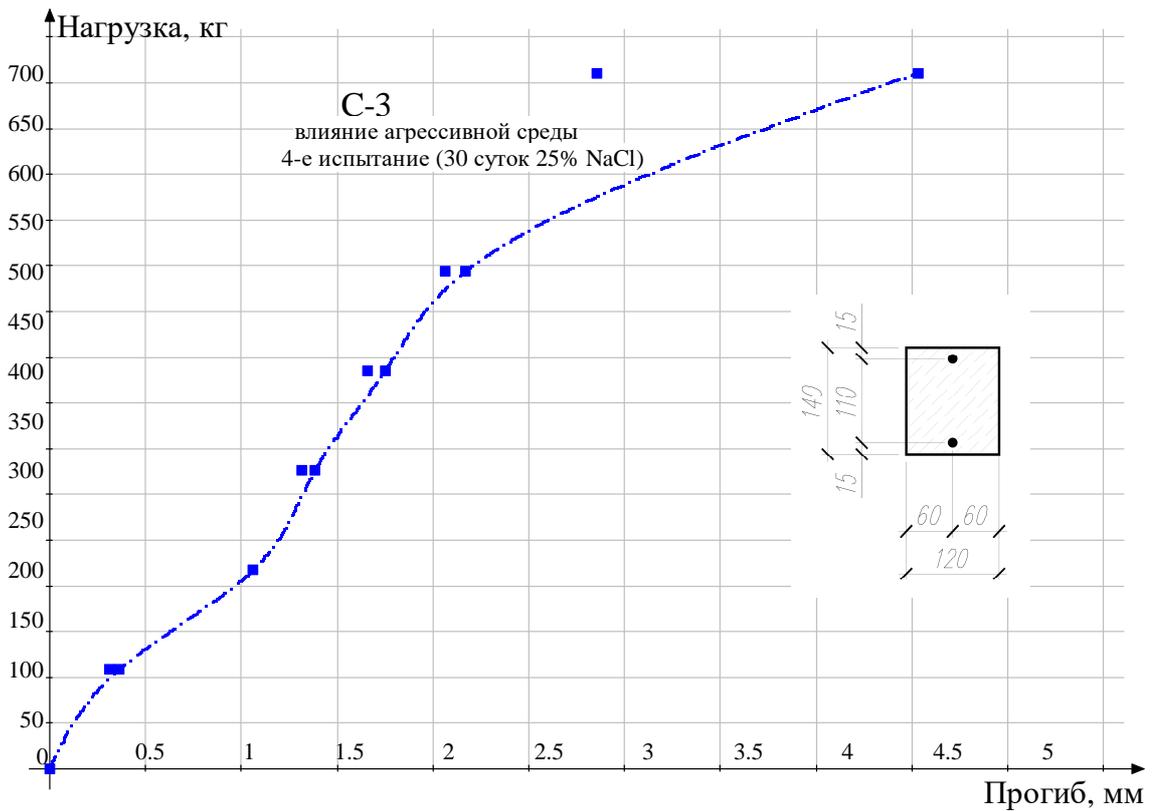
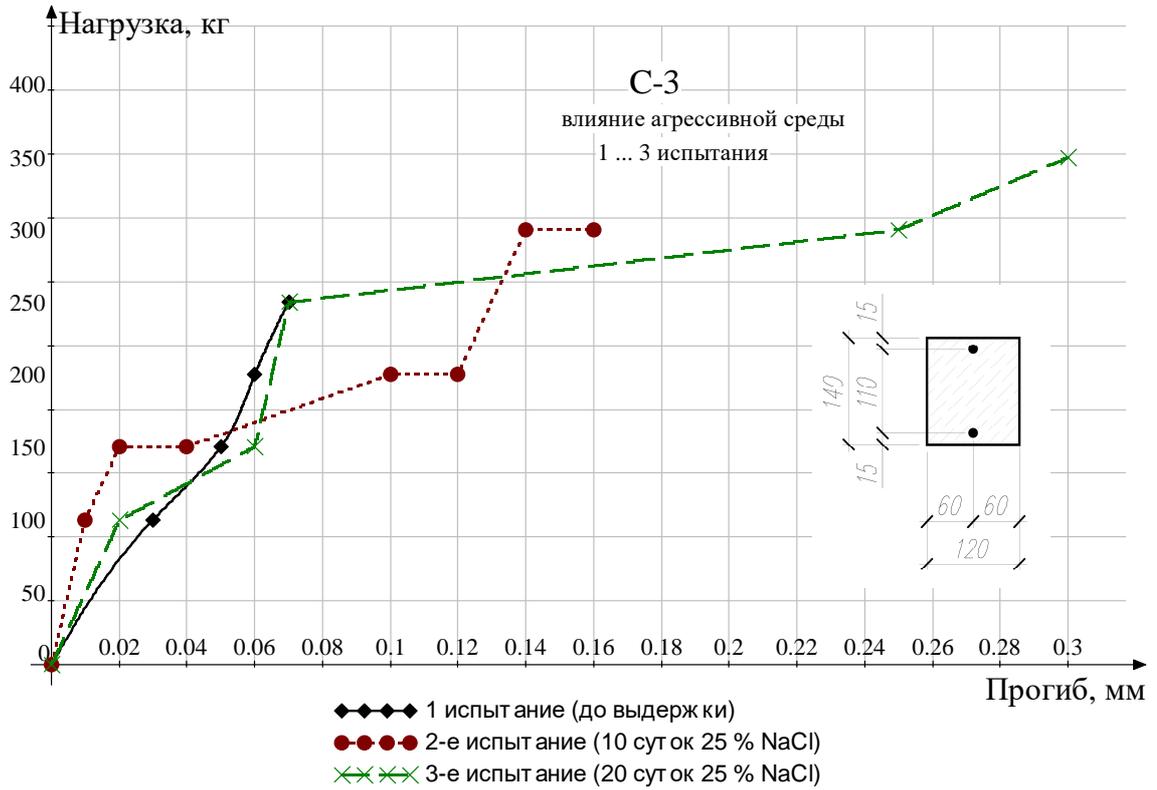


Рисунок 3.15 – График влияния агрессивной среды на величину прогиба балки С-3

Таблица 3.5 – Показатели химического сопротивления цементных КОМПОЗИТОВ

№ п/п	Среда	Предельная сорбционная емкость, ω_m %	$t_{0,5}$, ч (20×20×70 мм)	$k_{х.с.}$ (180 суток)	$D \cdot 10^{-7}$, м ² /час
1	1 % HCl	2,5	210	0,85	1,9
2	3 % HCl	–	–	0,50	2,8
3	25 % NaCl	2,84	444	0,90	1,80

Примечание: ω_m – предельная сорбционная емкость; $t_{0,5}$ – кинетический показатель времени полураспада; $k_{х.с.}$ – коэффициент химического сопротивления; D – коэффициент диффузии.

Как видно из данных графиков, под действием 25%-го раствора NaCl жесткость и трещиностойкость балок значительно снижаются.

Следует также отметить, что изменяется характер разрушения балок по сравнению с балками, не подвергавшимися воздействию агрессивной среды. Балки, выдержанные в водном растворе NaCl, разрушались по бетону в сжатой зоне, а разрушение балок, не подвергавшихся воздействию агрессивной среды, происходило в результате разрыва арматуры.

Очевидно, что такое изменение характера разрушения балок вызвано снижением прочности бетонного камня.

ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 3

Результаты проведенных экспериментальных исследований совместной работы цементных бетонов с композитной стеклопластиковой арматурой в изгибаемых элементах и их сравнение с аналогичными элементами, армированными стальной арматурой, дают возможность сделать следующие выводы:

1. Характер развития процессов деформирования и разрушения бетонных элементов, армированных стеклопластиковой арматурой, соответствует развитию аналогичных процессов при нагружении балок, армированных стальной арматурой.

2. В изгибаемых армобетонных балках с композитной стеклопластиковой арматурой прослеживаются два главных вида разрушения: по нормальным

сечениям в результате разрыва рабочей растянутой арматуры; по наклонным сечениям с раздроблением бетона сжатой зоны.

Разрушение по нормальным сечениям происходит в результате разрыва арматуры при низких коэффициентах армирования $\mu = 0,12 \%$. С увеличением коэффициента армирования до $\mu = 0,49 \%$ разрушение происходит по наклонной трещине.

3. Бетонные балки с композитной стеклопластиковой арматурой, работающие на изгиб, имеют повышенную деформативность.

4. Ширина раскрытия трещин в бетоне балок с композитной стеклопластиковой арматурой зависит от коэффициента армирования и для балок 1 и 3 серий составила 1,10 ... 1,70 мм; для балок 2 и 4 серий – 0,50 ... 1,00 мм, что превышает предельные значения, установленные для стальной арматуры (0,30 ... 0,40 мм). Для конструкций с композитной стеклопластиковой арматурой проведение расчётов по определению ширины раскрытия трещин – (a_{crc}) из условий сохранности арматуры не требуется, поскольку для них не установлено предельно допустимых величин ширины раскрытия трещин – ($a_{crc,ult}$).

5. Расчетное сопротивление растяжению стеклопластиковой арматуры при нагружении испытываемых балок кратковременной нагрузкой имеет показатели, близкие к фактическим значениям сопротивления растяжению стеклопластиковой арматуры, полученным при испытании балок. Различие составляет 5,67 % ... 18,44 %.

6. В результате воздействия водного раствора NaCl происходит коррозия бетонного камня, ведущая к уменьшению его прочностных характеристик.

7. Балки, выдержанные в водном растворе NaCl, разрушаются в результате раздробления сжатой зоны, в отличие от балок, не подвергавшихся агрессивному воздействию NaCl.

8. Результаты анализа полученных данных позволяют рекомендовать композитную стеклопластиковую арматуру для армирования бетонных конструкций, к которым не предъявляются жесткие требования по прогибам и трещиностойкости.

4 МОДЕЛИРОВАНИЕ РАБОТЫ АРМОБЕТОННОГО ИЗГИБАЕМОГО ЭЛЕМЕНТА С УЧЕТОМ НЕЛИНЕЙНОЙ ФУНКЦИОНАЛЬНОЙ ЗАВИСИМОСТИ « $\sigma - \epsilon$ »

4.1 Анализ экспериментальных диаграмм деформирования бетона при сжатии, полученных в условиях скоростной записи значений усилий и деформаций

Процессы, происходящие в структуре цементного композита, наиболее плотно отражают диаграммы деформирования « $\sigma - \epsilon$ », на которых можно выделить следующие виды напряженного состояния: действительные и сглаженные [2] (рисунок 4.1). Очевидно, эти процессы и фрагментарность строения структуры бетона должны отражаться при описании деформирования, прочности и модулей деформаций материалов с неоднородной структурой.

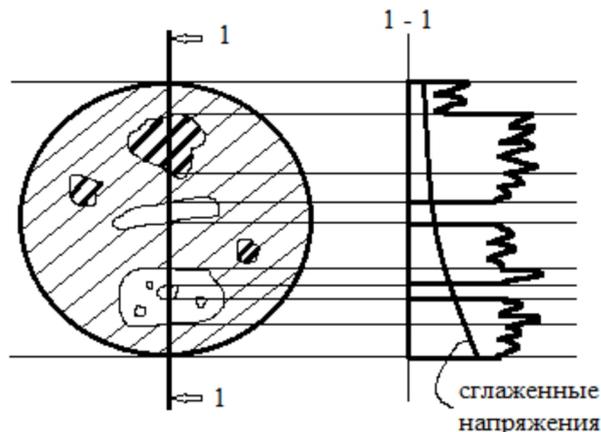


Рисунок 4.1 – Действительные и сглаженные напряжения бетона

Эти вопросы приобретают особую остроту при внедрении диаграммных методов расчета.

Современные методики анализа диаграмм деформирования базируются на определении интегральных характеристик и параметрических точек, которые соответствуют переходу структуры материала из одного состояния в другое (рисунок 4.2) [6].

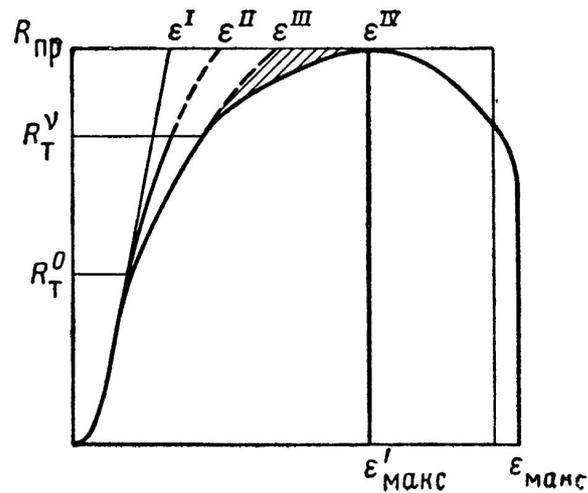


Рисунок 4.2 – Диаграмма сжатия бетона и компоненты относительных деформаций ($\varepsilon^I, \varepsilon^{II}, \varepsilon^{III}, \varepsilon^{IV}, \varepsilon_{max}$), соответствующие напряжениям уровня: $R_T^0, R_T^v, R_{пр}$

Испытания бетонов на сжатие, как правило, проводятся на установках, которые позволяют инструментально в дискретном режиме фиксировать деформации и усилия. Применение программных комплексов дает возможность в процессе нагружения фиксировать в непрерывном скоростном режиме напряжения и деформации, производить сбор и регистрацию данных с большой частотой и точностью [2, 113].

Программно-аппаратный комплекс Wille Geotechnik R (пресс модель 13-PD/401) дает возможность производить сбор и обработку данных с большой точностью и частотой сбора данных до 100 измерений в секунду; дифференцировать процесс разрушения; выявлять дискретность характера разрушения на различных этапах деформирования.

В работе [33] приведены результаты испытаний и анализа особенностей процессов деформирования и разрушения бетонов класса В20-В30 и высокопрочного – В80-В100.

Были испытаны образцы цилиндрической формы $\varnothing 70$ мм, высотой 140 мм с постоянной скоростью нагружения $v=0,5$ мм/мин и с частотой сбора данных 0,1 с. Вид образцов до и после нагружения представлен на рисунке 4.3. Полученный численный массив обрабатывали в инженерной программе Autodesk AutoCAD.

Получены диаграммы деформирования бетонов классов В30 и В100 (рисунки 4.4 – 4.5), из анализа которых видно, что процесс разрушения является дискретным, описывается фрактальной линией, которая представлена микромасштабными дискретными диаграммами деформирования, которые вероятно соответствуют разрушению структурного элемента.

Анализируя графики, можно сделать вывод о том, что интенсивность процесса разрушения неоднородна; она возрастает по мере увеличения нагрузки; достаточно стабильна на третьем и четвертом этапах.

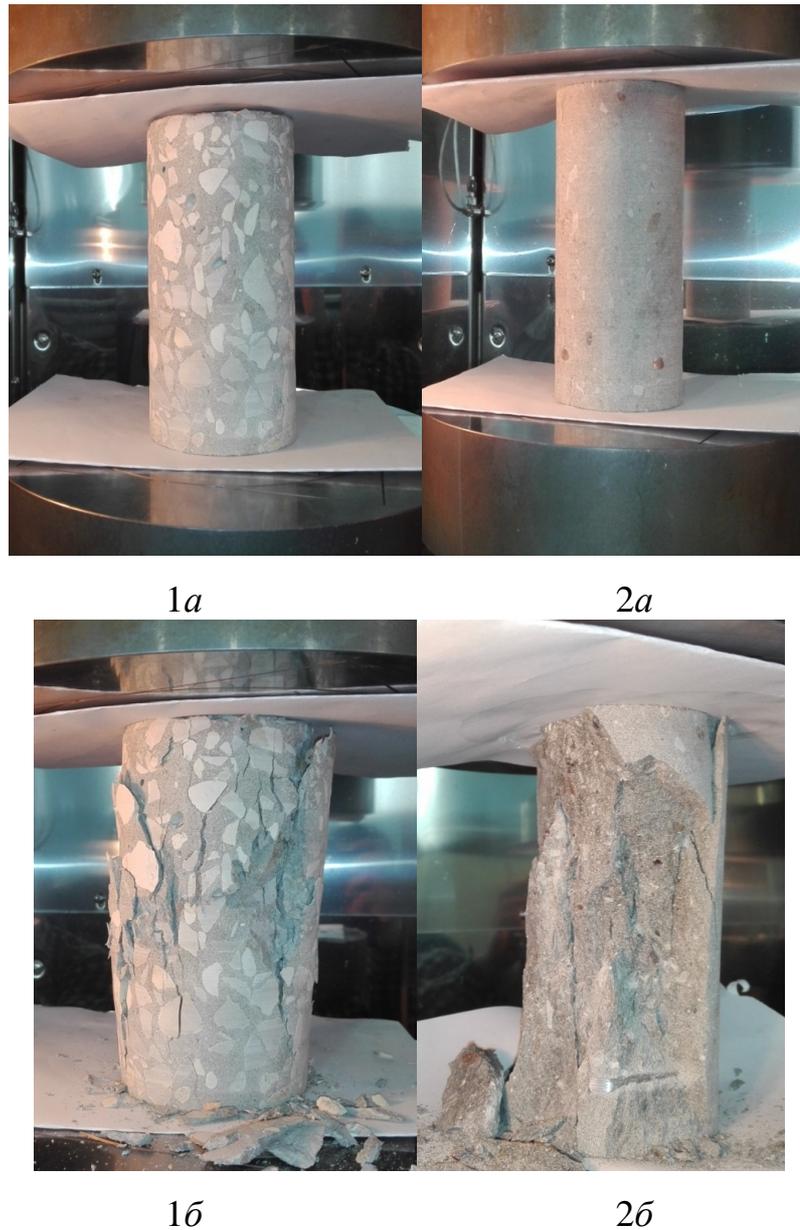


Рисунок 4.3 – Испытуемые образцы до (1а, 2а) и после (1б, 2б) нагружения

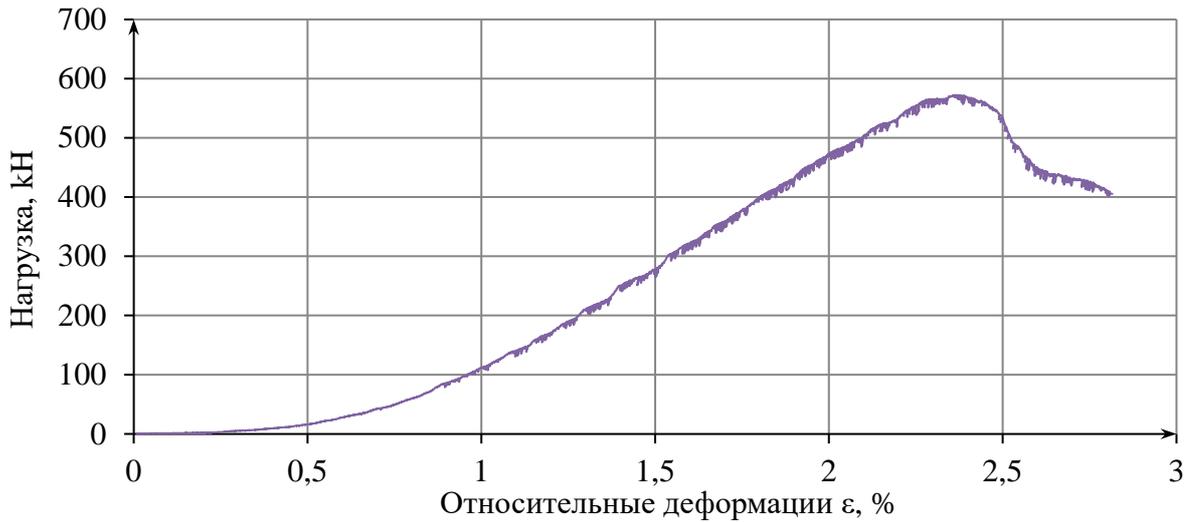


Рисунок 4.4 – Диаграмма деформирования образца из бетона класса В20-В30

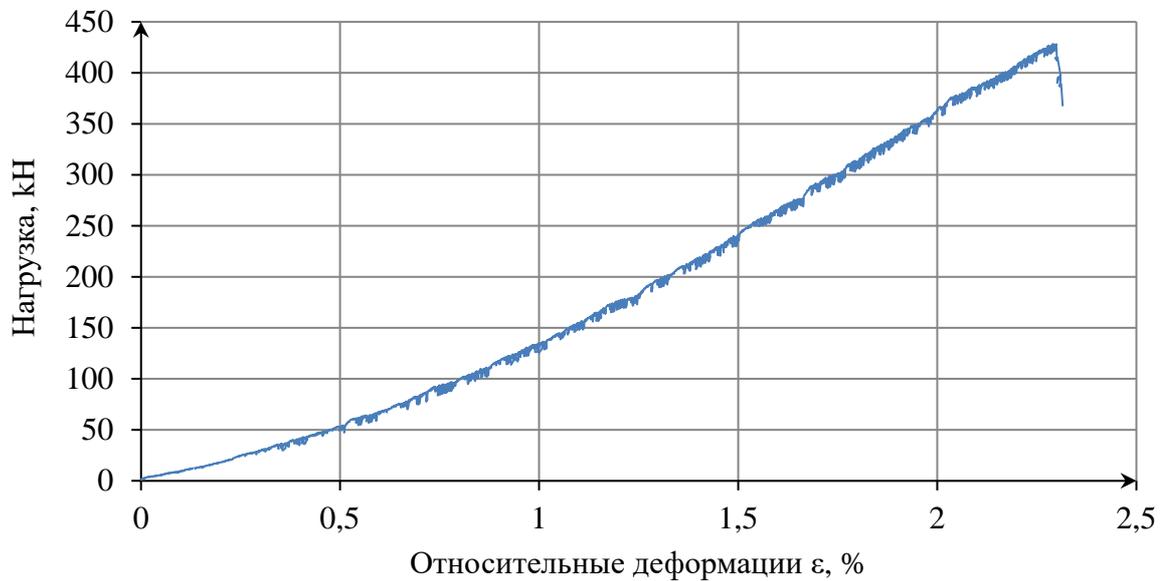


Рисунок 4.5– Диаграмма деформирования для образца из бетона класса В80-В100

Согласно статистической модели структурной системы, разрушение следует рассматривать как процесс накопления повреждений и отказов фракталов.

Интенсивность λ отказов и вероятность безотказной работы $P_{ij}(t)$, которая означает, что за время $t + \Delta t$ система не выйдет из состояния E_j , можно описать функцией вида:

$$P_{ij}(t) = \exp \left\{ - \int_0^t \lambda(t) dt \right\}. \quad (4.1)$$

$$\lambda(t) = \frac{1}{P_j(t)} \cdot \frac{dP_j}{dt} - \text{лямбда-характеристика случайного процесса, имеет вид}$$

$$\lambda_t = \lambda_0 U_t \alpha \cdot t^{\alpha-1}, \quad (4.2)$$

где λ_0 – константа;

α – параметр, определяемый по экспериментальным данным;

U_t – энергия, приложенная к системе.

Сверхчастотные измерения деформации позволили зафиксировать дискретность непрерывного процесса разрушения. На локальных диаграммах деформирования (рисунок 4.6) четко фиксируются моменты сброса и подъема нагрузки, связанные с разрушением отдельных структурных элементов; показано прерывистое развитие процесса деформирования, который имеет явное отличие на различных участках по мере роста деформации. График частоты отказов структурных элементов, полученный по данным диаграммы деформирования, представлен на рисунках 4.7, 4.8.

Интенсивность отказов определяли по формуле:

$$\lambda = \frac{j(\Delta t_i)}{(m-j)\Delta t}, \quad (4.3)$$

где $j(\Delta t_i)$ – число отказов за промежуток времени Δt_i ;

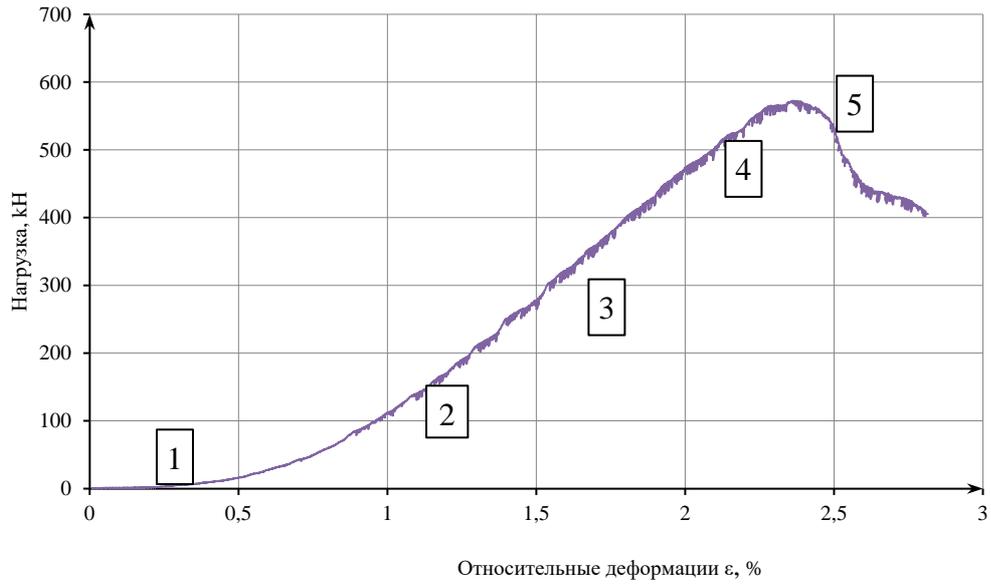
m – начальное число элементов в системе;

j – общее число отказавших элементов за время Δt .

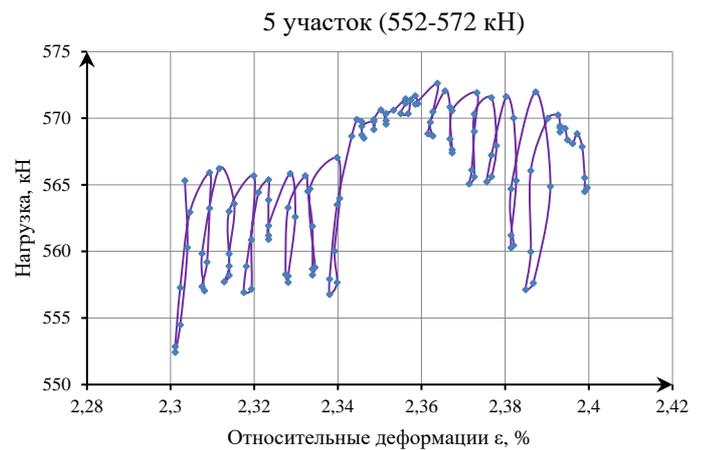
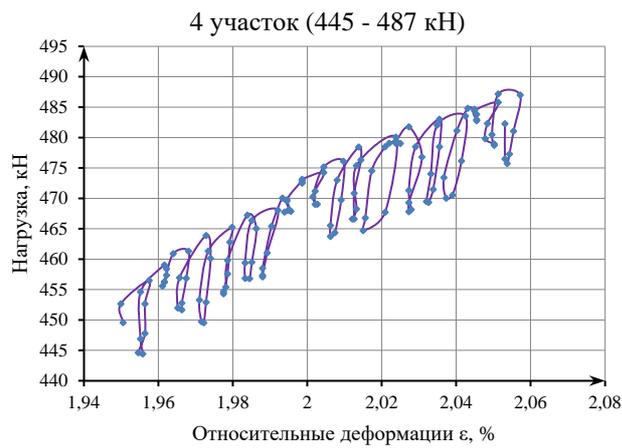
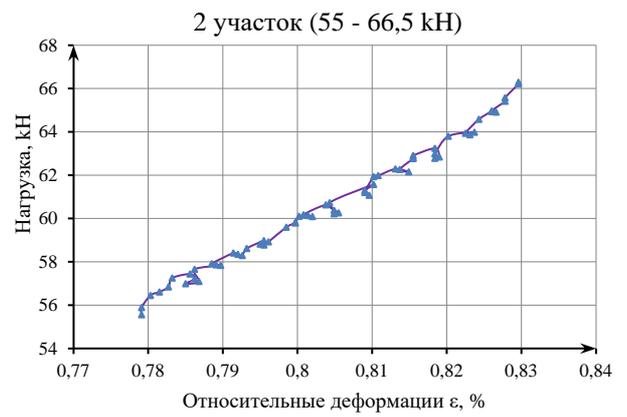
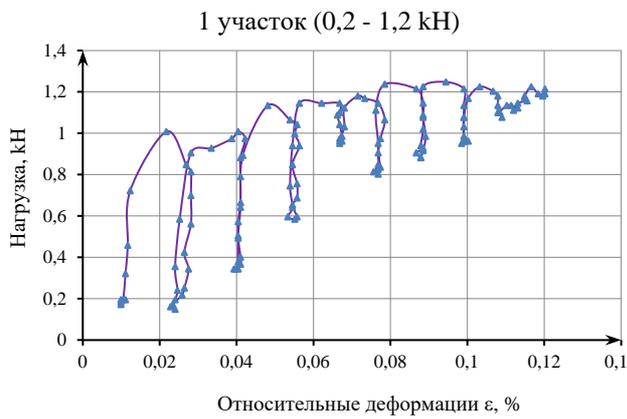
График рисунка 4.9 соответствует классическим представлениям о накоплении повреждений в сложных системах.

При анализе интенсивности отказов структурных элементов в качестве переменной величины принимали относительную деформацию ε , изменение которой происходит в интервале от нулевого значения $\varepsilon = 0$ до предельного $\varepsilon = \varepsilon_{bu}$, соответствующего пределу прочности. Тогда лямбда-характеристику (4.3) можно записать через относительные деформации, и принимая $U_{(\varepsilon)} = \frac{E\varepsilon^2}{2}$, в следующем виде:

$$\lambda = \lambda_0 \frac{E}{2} \alpha \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{bu}} \right)^{\alpha-1} = \beta \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{bu}} \right)^{\alpha-1}. \quad (4.4)$$



а



б

Рисунок 4.6 – Диаграммы интенсивности отказов при сжатии бетона класса В20-30 (скорость 0,5 мм/мин, частота сбора данных 0,1.): а – общий вид; б– вид участков 1, 2, 4, 5

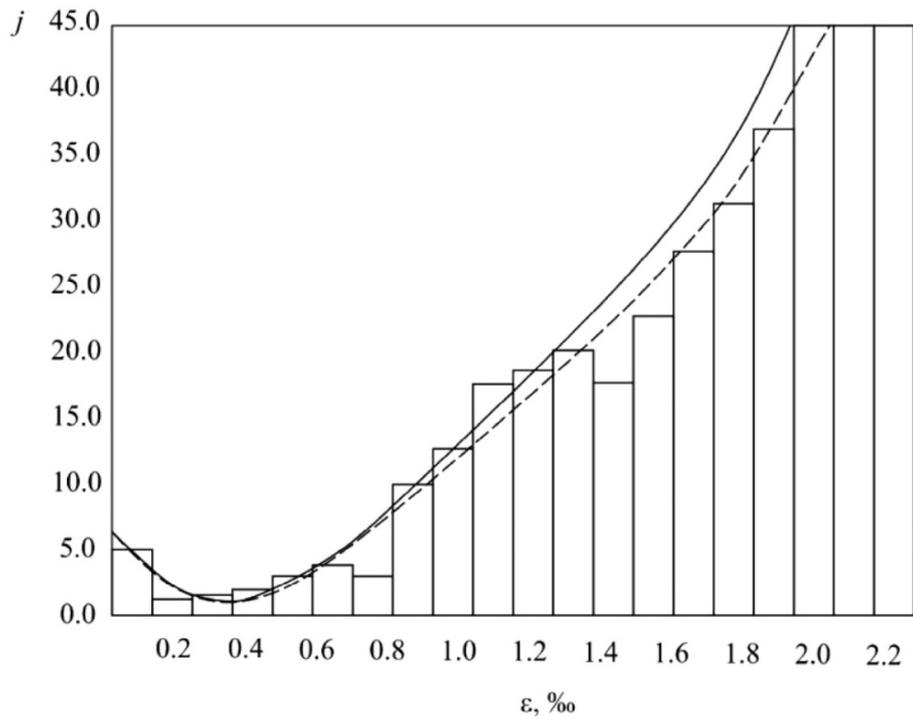


Рисунок 4.7– Гистограмма частоты отказов в интервале $\Delta\varepsilon$ с ростом деформаций ε

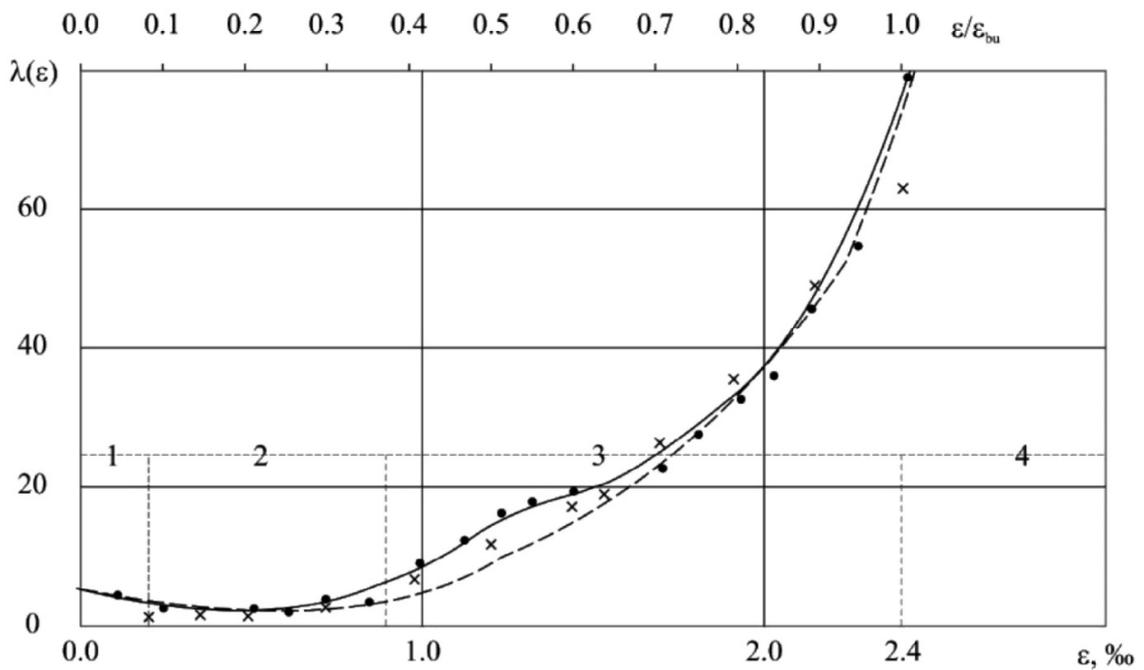


Рисунок 4.8 – График лямбда-критерия случайного процесса разрушений фракталов с ростом деформаций (\bullet – экспериментальные данные; \times – данные, рассчитанные по формуле 4.4)

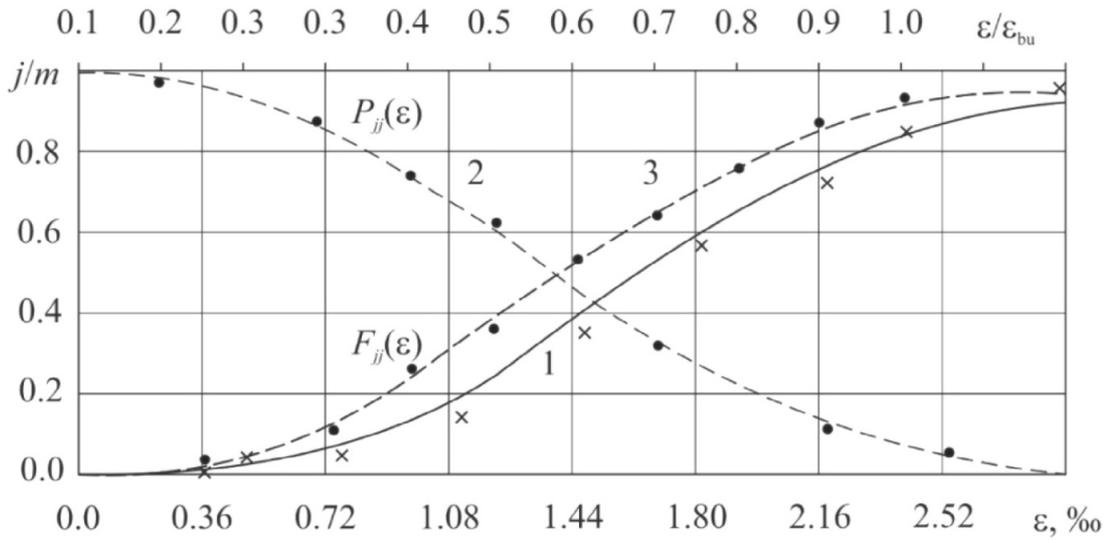


Рисунок 4.9 – График накопления повреждений в структурной системе (× – значения, определенные по функции Вейбулла (4.5)); 1 – по экспериментальным данным; 2, 3 – расчетные по формуле (4.5) при $\alpha = 2,4$; $\beta = 6,3$

Параметры α и β можно определить по данным, приведенным на рисунке 4.8, путем линеаризации функции (4.4). Получим уравнение.

$$\log \lambda = \log \beta + (\alpha - 1) \log \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{bu}} \right)$$

В логарифмических координатах экспериментальные данные хорошо ложатся на прямую линию в осях $\log(\lambda) - \log\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{bu}}\right)$, и тогда получаем $\beta = 6,3$; $\alpha = 2,4$ (рисунок 4.10).

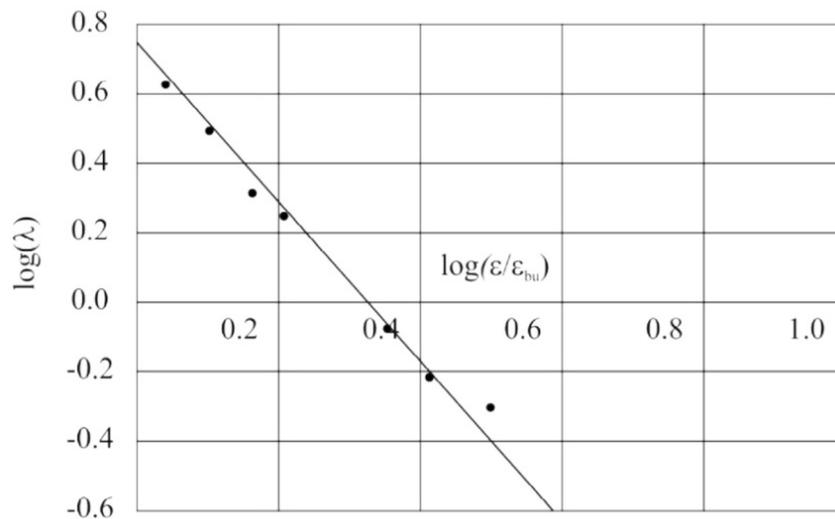


Рисунок 4.10 – Линеаризация зависимости $\lambda = f\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{bu}}\right)$

С учетом параметров α и β вероятность безотказной работы структурной системы $P_{ij}(\varepsilon)$ определяется функцией вида:

$$P_{ij}(\varepsilon) = \exp\left\{-\int_0^\varepsilon \lambda_0 \frac{E}{2} \alpha \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{bu}}\right)^{\alpha-1}\right\} = \exp\left\{-\frac{\beta}{\alpha} \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{bu}}\right)^\alpha\right\}. \quad (4.5)$$

В результате анализа диаграмм деформирования, полученных путем испытания на сжатие образцов цилиндрической формы $\emptyset 70$ мм при скорости нагружения 0,5 мм/мин и частоте измерения данных 0,1 с, установлено:

- на диаграмме деформирования сбросы и подъемы нагрузки можно рассматривать как репрезентативную выборку отказов структурных элементов (фракталов), которая подтверждает дискретно-непрерывный характер разрушения бетона под нагрузкой;

- графоаналитическая обработка экспериментальных данных подтверждает статистическую природу процесса разрушения: функция интенсивности отказов $\lambda(\varepsilon)$ в зависимости от переменной ε (относительной деформации) описывается «классической» кривой изменения интенсивности лямбда-характеристики; процесс накопления повреждений в структурной системе описывается функцией Вейбулла.

4.2 Верификация аппроксимирующей функции диаграмм деформирования

Для описания диаграмм деформирования зависимости напряжений от деформаций предложено несколько десятков функций: линейные; степенные (Г. Б. Бюльфингера, Ф. И. Герстнера, А. Р. Ржаницына, П. А. Лукаша); полиномиальные (Я. В. Столярова, И. Н. Попова, В. Н. Байкова, Сен-Венана); экспоненциальные (Г. В. Мурашкина, В. Г. Мурашкина, А. А. Прокоповича, Л. Е. Янга, Ж. М. Смитжа); тригонометрические (Г. А. Гениева); логарифмические (П. И. Васильева, С. Е. Фрайфельда и В. М. Бондаренко).

Основные виды аналитических зависимостей, описывающие диаграммы деформирования, представлены в таблице 4.1. Значения коэффициентов

определяли методом нормированных показателей [13]. Графически данные зависимости показаны на рисунке 4.11.

Таблица 4.1 – Аналитическая интерпретация диаграмм деформирования при кратковременном нагружении бетона

№ п/п	Вид функциональной зависимости « $\sigma - \varepsilon$ »	Математическое представление	Подобранные значения коэффициентов
1	2	3	4
1	Степенные		
1.1	Бюльфингера Г.Б.	$\sigma = A \cdot \varepsilon^k$	$A = 889,55$ МПа, $k = 0,566$
1.2	Параболическая зависимость Ф.И. Герстнера	$\sigma = A_1 \cdot \varepsilon + A_2 \cdot \varepsilon^2$	$A_1 = E_0$, $A_2 = -5,705 \cdot 10^6$
1.3	Зависимость Ржаницына А.Р., Лукаша П.А.	$\sigma = k_1 \cdot \varepsilon + k_2 \cdot \varepsilon^3$	$k_1 = 20\ 020$ $k_2 = -1,85 \cdot 10^9$
1.4	Зависимость Сен-Венана	$\sigma = A \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_R} \right)^n \right]$	$A = 24,92$ МПа $n = 2,399$
2	Экспоненциальные		
2.1	Зависимость (1)	$\sigma = a \varepsilon^b \exp\left(b \frac{\varepsilon}{p}\right)$	$a = 889,55$ $b = 0,566$ $p = 1,25 \cdot 10^6$
2.2	Зависимость (2)	$\sigma = \varepsilon E_0 \exp\{-k \varepsilon^n\}$	$k = 9\ 144,21$ $n = 1,515$
3.	Гиперболические		
3.1	Зависимость Соколовского В.В., Тимошенко С.П.	$\sigma = \frac{s \varepsilon}{\sqrt{1 + \left(\frac{\varepsilon}{t}\right)^2}}$	$s = 25\ 530,09$, $t = 0,0011$
4	Логарифмические		
4.1	Уравнение Васильева П.И., Фрайдельда С.Е., Бондаренко В.М.	$\varepsilon_m = \frac{\sigma \left[1 + \eta_k \left(\frac{\sigma}{R_{kt}} \right)^{m_{kt}} \right]}{E_{kt}^0}$	$\eta_k = 0,9136$ $m_{kt} = 5,636$

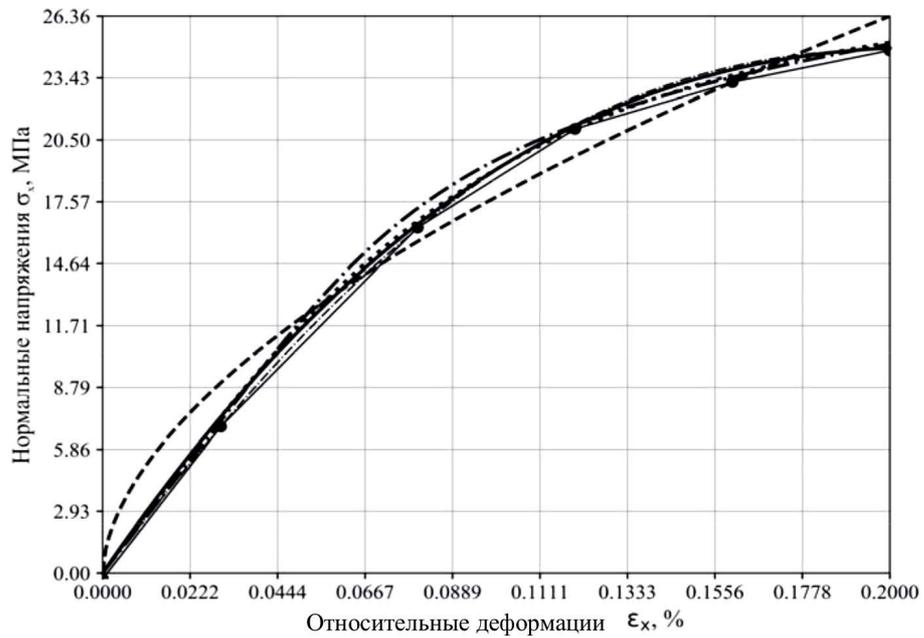
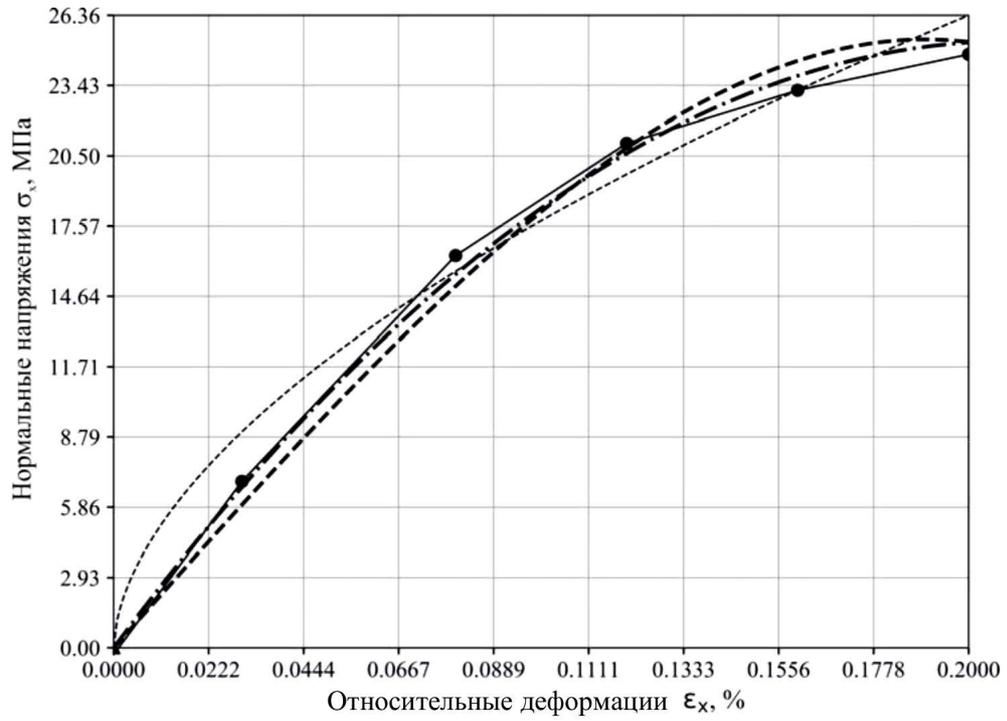


Рисунок 4.11 – Отклонения теоретических зависимостей « $\sigma - \epsilon$ » от экспериментальной кривой

Данные уравнения, представленные в таблице 4.1, с большой точностью позволяют проанализировать связь между напряжениями и деформациями в материале. Отклонения между теоретическими и экспериментальными данными не превышают 5 %.

Более глубокий анализ [13] показал, что все уравнения функции « $\sigma - \varepsilon$ » адекватно отражают работу материала под действием нагрузки.

При расчете напряженно-деформированного состояния строительных элементов и конструкций, как правило, применяют касательный модуль упругости, который определяется как первая производная аналитической функции « $\sigma - \varepsilon$ ». Анализ изменения касательного модуля (рисунки 4.12, 4.13) показал: его величина является монотонно убывающей; при упругой работе в начальный момент времени касательный модуль имеет постоянное значение; функция Г.Б. Бюльфингера и экспоненциальная зависимость первого типа дают завышенные значения касательного модуля.

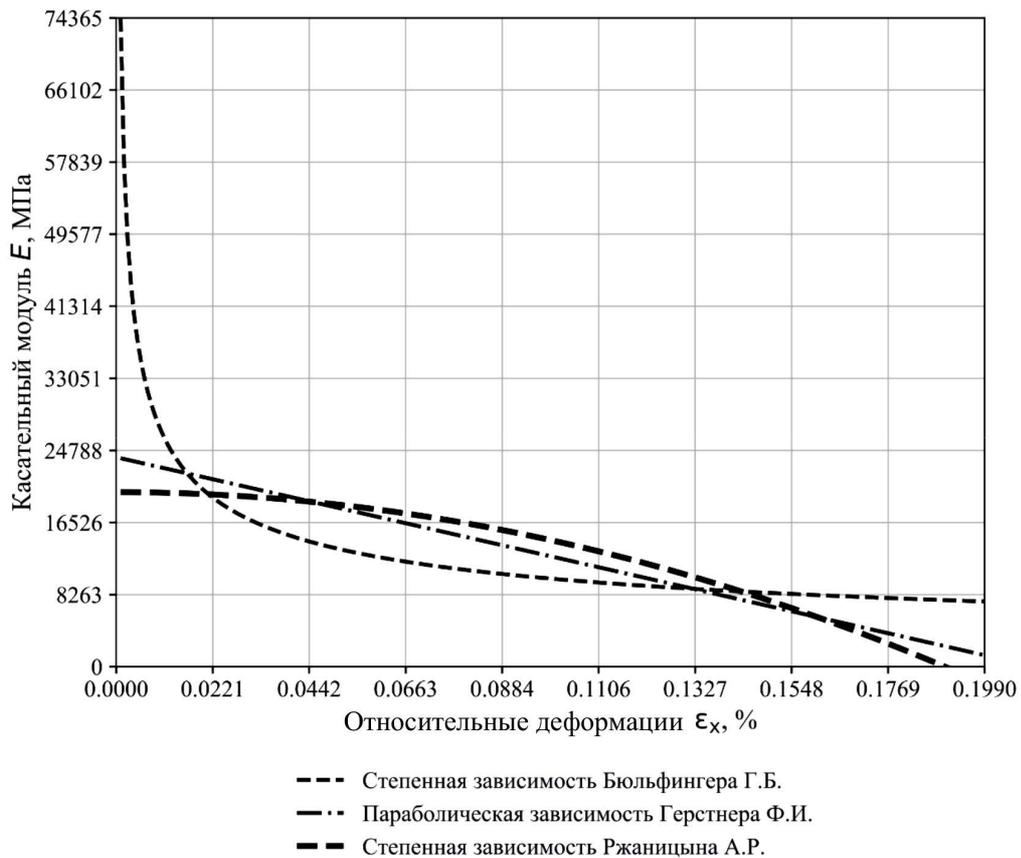


Рисунок 4.12 – Зависимость касательного модуля от деформаций

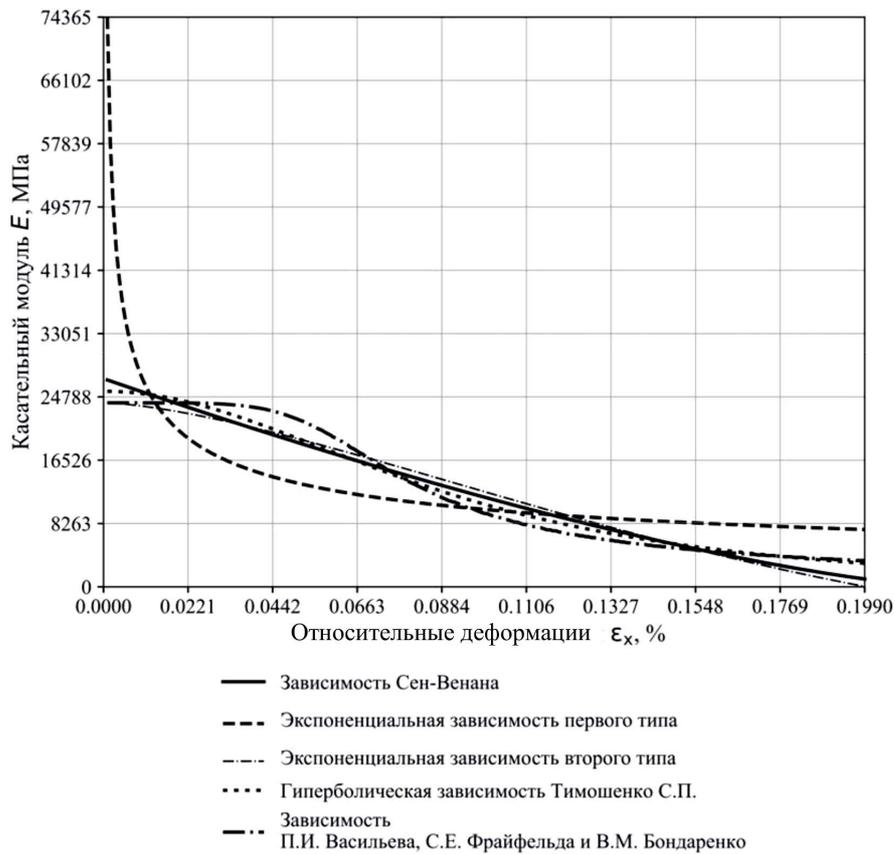


Рисунок 4.13 – Зависимость касательного модуля от деформаций

Уравнения П. И. Васильева, С. Е. Фрайфельда и В. М. Бондаренко соответствуют более точному представлению об изменении значений касательного модуля упругости с увеличением нагрузки. График функции изменения касательного модуля, построенный на основании этого уравнения, в первоначальный момент времени имеет постоянное значение и затем постоянно убывает.

Для более точной оценки влияния вида функции « $\sigma - \varepsilon$ » на расчетные прогибы изгибаемого элемента произведен расчет пластины из изотропного материала методом последовательного нагружения. Шарнирно опертую по двум сторонам пластину с размерами $2 \times 2 \times 0,2(h)$ м из цементного композита с характеристиками: начальный модуль упругости $E_0 = 24\,020$ МПа; коэффициент поперечной деформации $\nu = 0,2$; максимальные относительные деформации $\varepsilon_u = 0,003$; временное сопротивление материала $\sigma_u = 25$ МПа; относительные

деформации, соответствующие временному сопротивлению, $\varepsilon_\sigma = 0,002$, – последовательно нагружали силами q .

Уравнение изгиба пластины из нелинейного материала имеет вид:

$$\nabla^2(D_c \nabla^2 W) - \frac{1}{2} L(D_c W) = q(x, y). \quad (4.6)$$

Пространственная координата жесткости определяется по формуле:

$$D_c(W(x, y)) = \frac{4}{3} \int_{-\frac{h}{2}}^{\frac{h}{2}} E_c(\varepsilon_i(W)) z^2 dz. \quad (4.7)$$

При расчете предполагали, что нормальными напряжениями σ_z можно пренебречь, т. к. давление между слоями пластины, параллельными срединной плоскости, отсутствует.

Составляющие перемещения точек пластины определи по формулам:

$$u = -z \frac{\partial w}{\partial x}; \quad v = -z \frac{\partial w}{\partial y}, \quad (4.8)$$

где u , v , w – перемещения, направления которых совпадают с направлениями осей x , y , z .

При этом следует отметить, что прогибы пластины w не зависят от координаты z , т. е. $w = w(x, y)$.

Соответственно, все точки пластины, расположенные в одной плоскости, получают одинаковые перемещения w . Поэтому достаточно определить прогибы срединной плоскости пластины.

Составляющие деформации определяют с помощью формул:

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{\partial u}{\partial x} = -z \frac{\partial^2 w}{\partial x^2}; \\ \varepsilon_y &= \frac{\partial v}{\partial y} = -z \frac{\partial^2 w}{\partial y^2}; \\ \gamma_{xy} &= \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} = -2z \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}, \end{aligned} \quad (4.9)$$

где ε_x , ε_y – линейные деформации в направлениях осей x , y ;

γ_{xy} – угловая деформация.

Значения напряжений можно определить через функцию прогибов $w(x, y)$.

$$\sigma_x = \frac{E(z)}{1-\nu^2} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right);$$

$$\sigma_y = \frac{E(z)}{1-\nu^2} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right); \quad (4.10)$$

$$\tau_{xy} = \frac{Ez}{1+\nu} \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}.$$

Решение задачи по определению изгиба пластины сведено к решению дифференциального уравнения Карман-Лагранжа:

$$D \left(\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} \right) = q(x, y). \quad (4.11)$$

Поставленная задача была решена методом последовательного нагружения. При этом перемещения необходимые для определения деформаций и напряжений, находили из решения конечноразностного аналога уравнения (4.6) при заданных граничных условиях. На каждом этапе нагружения фиксировали величину максимальных деформаций (4.9) и соответствующих напряжений (4.10). Для следующего этапа нагружения, на основании полученных значений и принятой аналитической зависимости, переопределяли параметры секущего модуля E_c и касательного E модуля, входящих в уравнения (4.10) и (4.7).

По результатам исследования влияния переменной жесткости на работу изгибаемой пластины построены графики зависимости нормальных напряжений от деформаций пластины при различных законах изменения секущего и касательного модулей упругости материала рисунки 4.14, 4.15.

Графические данные (рисунок 4.14) свидетельствуют о том, что все теоретические кривые зависимости « $\sigma - \varepsilon$ » с достаточной точностью соответствуют экспериментальной кривой.

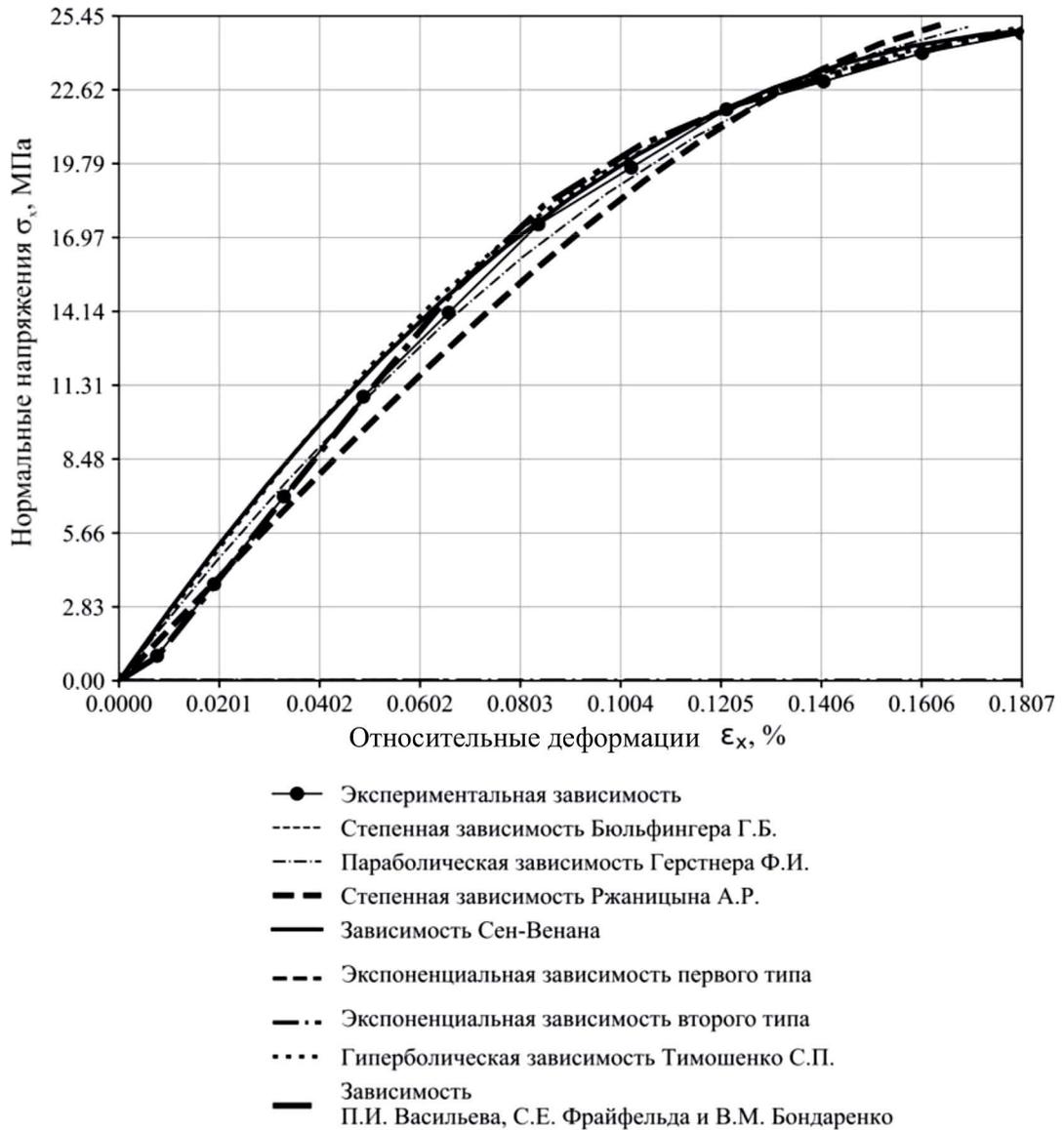


Рисунок 4.14 – Расчетные кривые зависимости напряжений от деформаций

Однако, если проанализировать кривую зависимости нагрузки от прогибов (рисунок 4.15), видны большие расхождения значений прогибов степенной функции Г.Б. Бюльфингера и экспоненциальной функции первого типа. Функции С. П. Тимошенко и Сен-Венана дают заниженные значения прогибов.

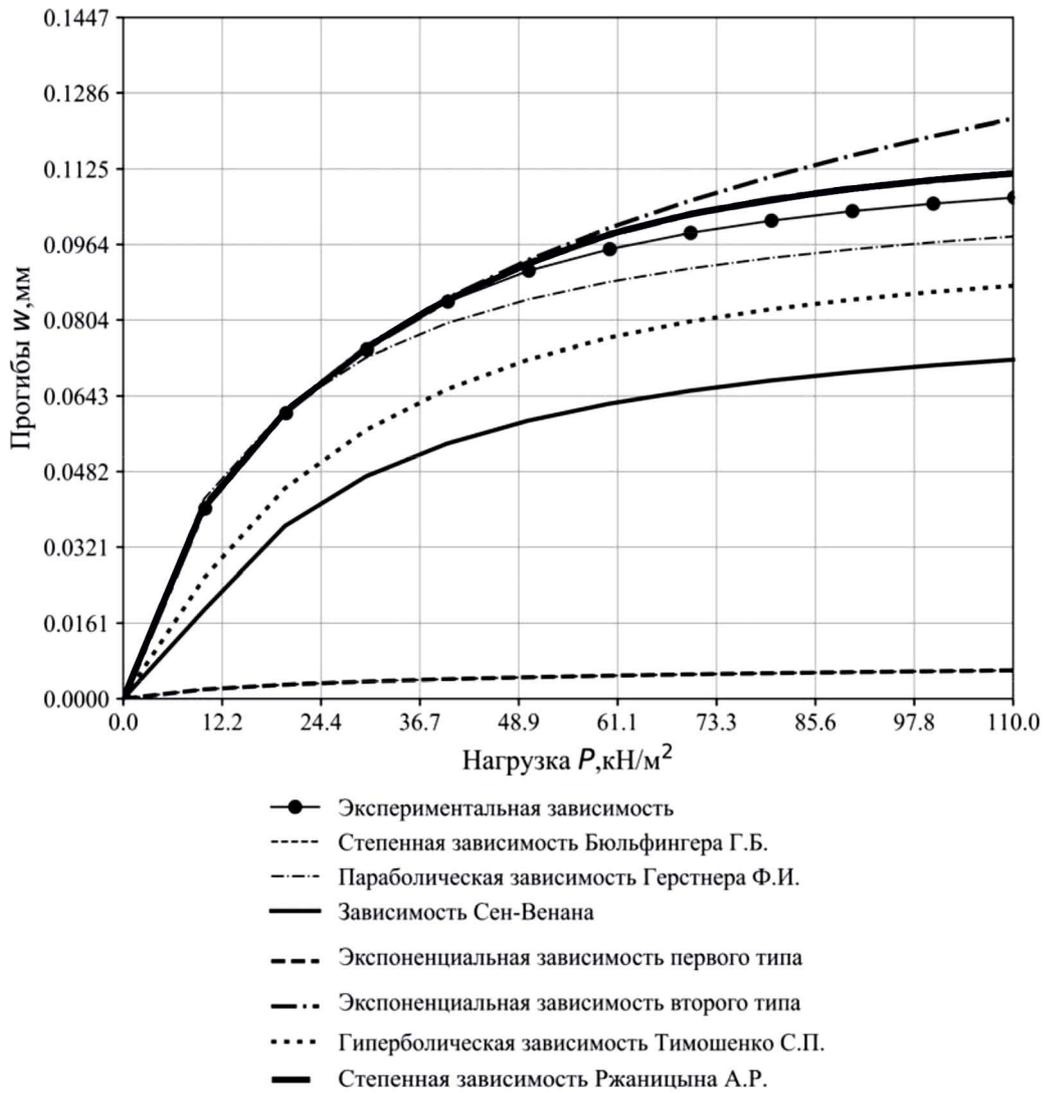


Рисунок 4.15 – Расчетные кривые зависимости прогиба от величины нагрузки

На начальном этапе экспоненциальная зависимость А. А. Прокоповича хорошо сходится с экспериментальной кривой. При увеличении нагрузки дает значительные расхождения.

Достаточно близкие значения прогибов пластины дают зависимости Ф. И. Герстнера, А. Р. Ржаницына.

4.3 Численное моделирование работы армобетонного изгибаемого элемента

Для моделирования работы армобетонной балки, армированной стеклопластиковой арматурой, был проведен численный эксперимент в системе конечно-элементного анализа Midas FEA NX 2021 (Приложение Д).

Данный программный комплекс позволяет проводить расширенный точный детальный анализ с учетом нелинейной работы материала как с пластинчатыми, так и твердотельными элементами. Также в программе для бетона реализован учет образования и раскрытия трещин. Таким образом, можно получить высокоточные расчеты.

Целью моделирования является:

- определение характера напряженно-деформированного состояния балки на каждом этапе нагружения вплоть до виртуального разрушения;
- графическое представление изополей сжимающих и растягивающих напряжений, изополей прогибов с их численными значениями;
- сравнение данных, полученных экспериментальным путем, с данными компьютерного моделирования.

Экспериментальная балка (рисунок 4.16) размерами $1000 \times 120 \times 140(h)$ мм смоделирована из объемных твердотельных конечных элементов габаритами $10 \times 10 \times 10$ мм. Стеклопластиковая арматура задана стержнем. Расчет выполнен шаговым методом.

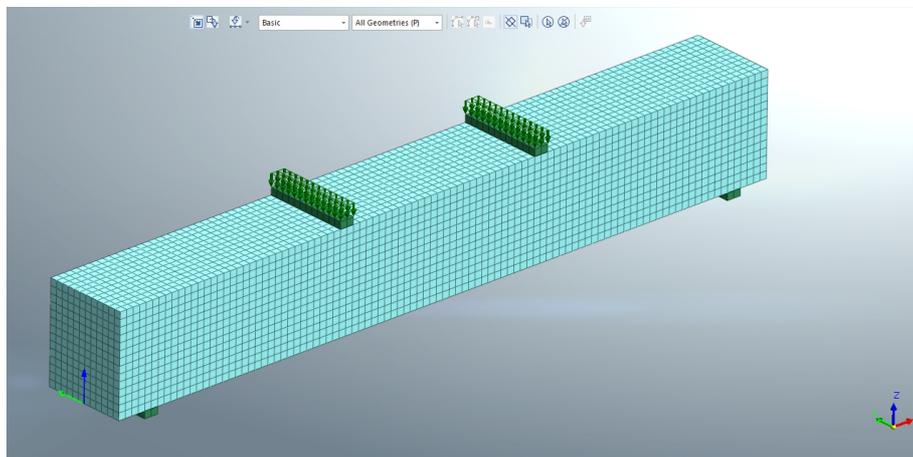


Рисунок 4.16 – Компьютерная расчетная модель

Модель бетона принята типа: «Concrete Smeared Crack» модель полной деформации в трещине.

Работа бетона при сжатии описана параболической функцией (функция А. Р. Ржаницына, П. А. Лукаша), где задается прочность на сжатие, энергия повреждения при сжатии и характерный размер конечного элемента (рисунок 4.17).

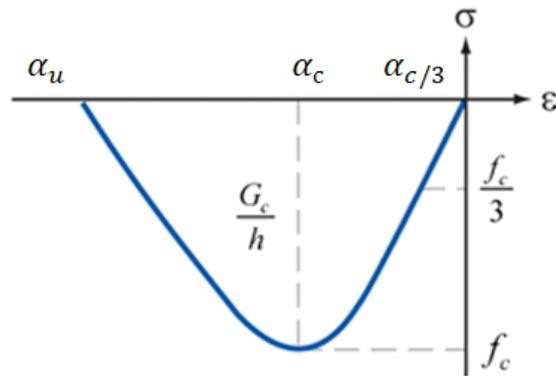


Рисунок 4.17 – Параболическая диаграмма деформирования бетона при сжатии, представленная в ПК Midas FEA NX

На данной диаграмме выделяется четыре характерных участка:

- 1) условно-упругая зона до напряжения $1/3$ от предельных;
- 2) зона нелинейной работы до предела прочности:

$$\alpha_c = -\frac{4}{3} \cdot \frac{f_c}{E} = 4\alpha_{c/3};$$

- 3) ниспадающая ветвь, в т. ч. с фиктивными значениями после разрушения

$$\alpha_u = \alpha_c - \frac{3}{2} \cdot \frac{G_s}{hf_c},$$

где G_s – энергия образования трещины;

h – характерный размер образца;

- 4) участок полного разрушенного бетона.

Приведем в соответствии с нормами РФ (СП 63.13330.2012) описанную параболическую диаграмму. Принимаем следующие значения: вершина диаграммы $\alpha_c = \varepsilon_{b0}$, $f_c = R_b$; конец ниспадающей ветви $\alpha_u = \varepsilon_{b2}$.

Эквивалентный модуль деформаций, используемый в модели, определим из условия: $\alpha_c = \varepsilon_{b0} = -\frac{4}{3} \cdot \frac{f_c}{E_{b,red}} = -\frac{4}{3} \cdot \frac{R_b}{E_{b,red}}$, откуда $E_{b,red} = \frac{4 \cdot R_b}{3 \cdot \varepsilon_{b0}}$.

То есть в свойствах материала должны сразу учитываться пластические деформации путем замены начального модуля упругости на секущий модуль деформаций в точке с напряжениями 1/3 от призменной прочности.

Поведение ниспадающей ветви получим из условия:

$$\alpha_u = \alpha_c - \frac{3}{2} \cdot \frac{G_s}{h f_c} \quad \text{или} \quad \Delta \varepsilon = \varepsilon_{b2} - \varepsilon_{b0} = \frac{3}{2} \cdot \frac{G_s}{h \cdot R_b}.$$

Учитывая упрощенный подход к описанию зависимости деформативности бетона от времени через отдельный анализ кратковременного и длительного нагружения, параметры для задания диаграммы, соответствующие нормам РФ, составят:

кратковременное действие нагрузки

$$E_{b,red} = \frac{4 \cdot R_b}{3 \cdot 0,002} = 666,67 \cdot R_b, \text{ МПа,}$$

$$G_s = \frac{2 \cdot \Delta \varepsilon \cdot h \cdot R_b}{3} = \frac{2 \cdot (0,0035 - 0,002) \cdot h \cdot R_b}{3} = 0,001 \cdot h \cdot R_b.$$

При экспериментальной призменной прочности бетонного образца $R_b = 27,47$ МПа,

$$E_{b,red} = 666,67 \cdot 27,47 = 18\,313,42 \text{ МПа,}$$

$$G_s = 0,001 \cdot h \cdot R_b = 0,001 \cdot 10 \text{ мм} \cdot 27,47 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} = 0,2747 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2}.$$

Для описания работы бетона при растяжении рассмотрим функцию с линейным смягчением ниспадающей ветви (рисунки 4.18, 4.19).

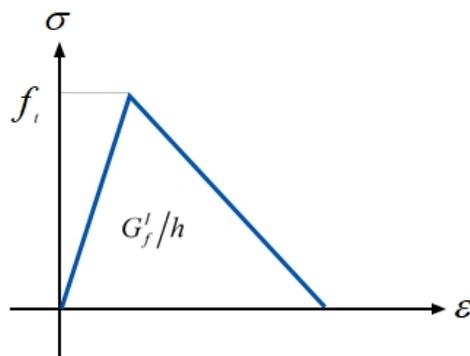


Рисунок 4.18 – Диаграмма деформирования бетона при растяжении, представленная в ПК Midas FEA NX

Определим параметр деформации, при котором наблюдается полное затухание напряжений, из зависимости:

$$\varepsilon_{bt,ult} = 2 \cdot \frac{G_f}{h \cdot R_{bt}}$$

При этом деформация в вершине диаграммы составит (с учетом корректировки в области сжатия):

$$\varepsilon_{bt0} = \frac{R_{bt}}{E_{b,red}}, \text{ учитывая } E_{b,red} = \frac{4 \cdot R_b}{3 \cdot \varepsilon_{b0}}, \varepsilon_{bt0} = \frac{R_{bt} \cdot 3 \varepsilon_{b0}}{4 \cdot R_b}$$

Тогда при непродолжительном действии нагрузки (кратковременном)

$$\varepsilon_{bt0} = \frac{1 \cdot 3 \cdot 0,002}{4 \cdot 10} = 0,00015, \text{ что соответствует концу ниспадающей ветви по нормам РФ (0,00015).}$$

Энергия разрушения при трещинообразовании составит:

$$G_f = \frac{\varepsilon_{bt,ult} \cdot h \cdot R_{bt}}{2} = \frac{\varepsilon_{bt0} \cdot k \cdot h \cdot R_{bt}}{2},$$

где k – коэффициент, определяющий зону смягчения (кратно величине предельной растяжимости бетона).

Тогда энергия трещинообразования при непродолжительном действии нагрузки (кратковременном) составит:

$$G_f = \frac{0,00015 \cdot k \cdot h \cdot R_{bt}}{2} = 7,5 \cdot 10^{-5} \cdot k \cdot h \cdot R_{bt} = 7,5 \cdot 10^{-5} \cdot 3 \cdot 10 \cdot 1 = 0,00225 \text{ Н/мм}$$

Коэффициент k должен быть не менее 2, оптимальным значением при мелкой сетке $2 < k < 4$.

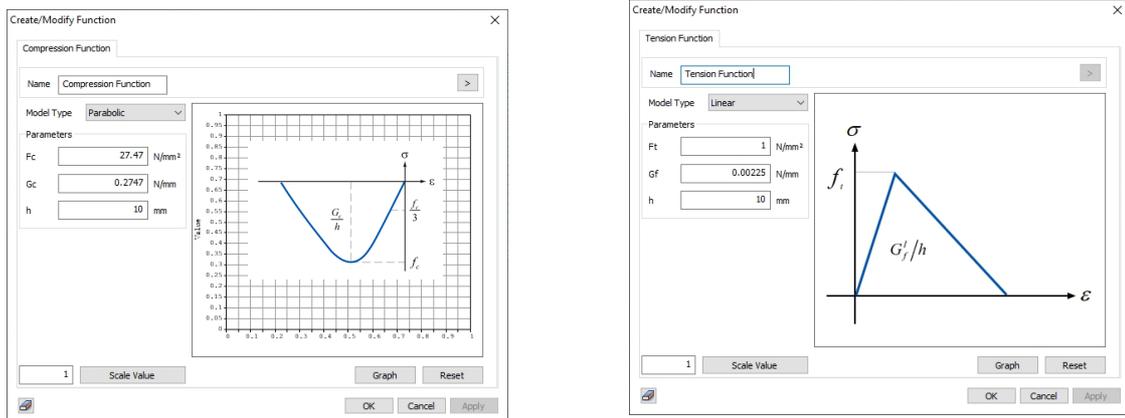


Рисунок 4.19 – Параметры нелинейного описания работы бетона при сжатии и растяжении

Параметры арматуры заданы по модели «von Mises», начальный модуль упругости равен $E = 50\,000$ МПа. Расчетный комплекс позволяет моделировать

арматуру без общей узловой связи с твердотельными элементами, что значительно упрощает задачу в выборе размера сетки конечных элементов (рисунок 4.20).

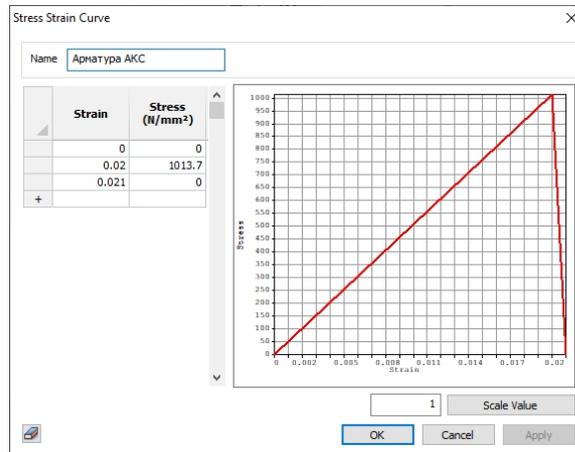


Рисунок 4.20 – Параметры работы стеклопластиковой арматуры при растяжении

Определим несущую способность балки серии С-1 (1000×120×140(*h*) мм) по прочности нормального и наклонного сечения согласно СП 63.13330.2012.

Средние значения экспериментальные данных материалов:

$$R_s = 1013,734 \text{ МПа};$$

$$R_b = 27,47 \text{ МПа};$$

$$R_{bt} = 1 \text{ МПа};$$

$$A_s = 0,785 \cdot 5,1 \text{ мм} \cdot 5,1 \text{ мм} = 20,41 \text{ мм}^2;$$

$$b = 12 \text{ см}; h = 14 \text{ см}; h_0 = 14 \text{ см} - 1,5 = 12,5 \text{ см}.$$

Нормальные сечения

$$x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b} = \frac{10137,34 \text{ кг/см}^2 \cdot 0,2041 \text{ см}^2}{274,7 \text{ кг/см}^2 \cdot 12 \text{ см}} = 0,627 \text{ см},$$

$$M = R_s \cdot A_s (h_0 - 0,5x);$$

$$M = 10137,34 \cdot 0,2041 (12,5 - 0,5 \cdot 0,627) = 25200 \text{ кг} \cdot \text{см} = 2,52 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Данный момент соответствует усилию согласно расчетной схеме $F = \frac{2,52 \text{ кН} \cdot \text{м}}{0,3 \text{ м}} = 8,4 \text{ кН}.$

Прочность наклонных сечений при фиксированном пролете среза (0,3 м) по формуле М. С. Боришанского составит:

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c} = \frac{1,5 \cdot 10 \cdot 12 \cdot 12,5^2}{30} = 937,5 \text{ кг} = 9,37 \text{ кН}$$

Т. к. $F < Q_b$, то ожидаемое разрушение должно быть по нормальному сечению.

В качестве нагрузки принимаем усилие, равное 3,3 МПа. При площади нагружаемых площадок $S = 20 \text{ мм} \cdot 120 \text{ мм} = 2400 \text{ мм}^2$, сила нагружения равна $F = 3,3 \text{ МПа} \cdot 2400 \text{ мм}^2 = 7920 \text{ Н} = 7,92 \text{ кН}$.

Нагружение балки осуществлялось ступенями с шагом $7,92/100=0,0792 \text{ кН}$. Расчет выполняли методом Ньютона-Рафсона, который позволяет получить напряженно-деформированное состояние (НДС) на каждом из шагов нагружения. Решение задачи остановилось при коэффициенте к нагрузке 0,72:

$$F = 0,72 \cdot 7,92 \text{ кН} = 5,7 \text{ кН}; \quad M = 5,7 \text{ кН} \cdot 0,3 \text{ м} = 1,71 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Экспериментальное разрушение балки С-1 произошло при изгибающем моменте $M = 1,51 \text{ кН} \cdot \text{м}$, $F = \frac{1,51 \text{ кН} \cdot \text{м}}{0,3 \text{ м}} = 5,03 \text{ кН}$.

Результаты численного моделирования представлены в виде характерных рисунков (таблицы 4.2 – 4.4) и графика (рисунок 4.21), показывающих НДС на различных ступенях нагружения.

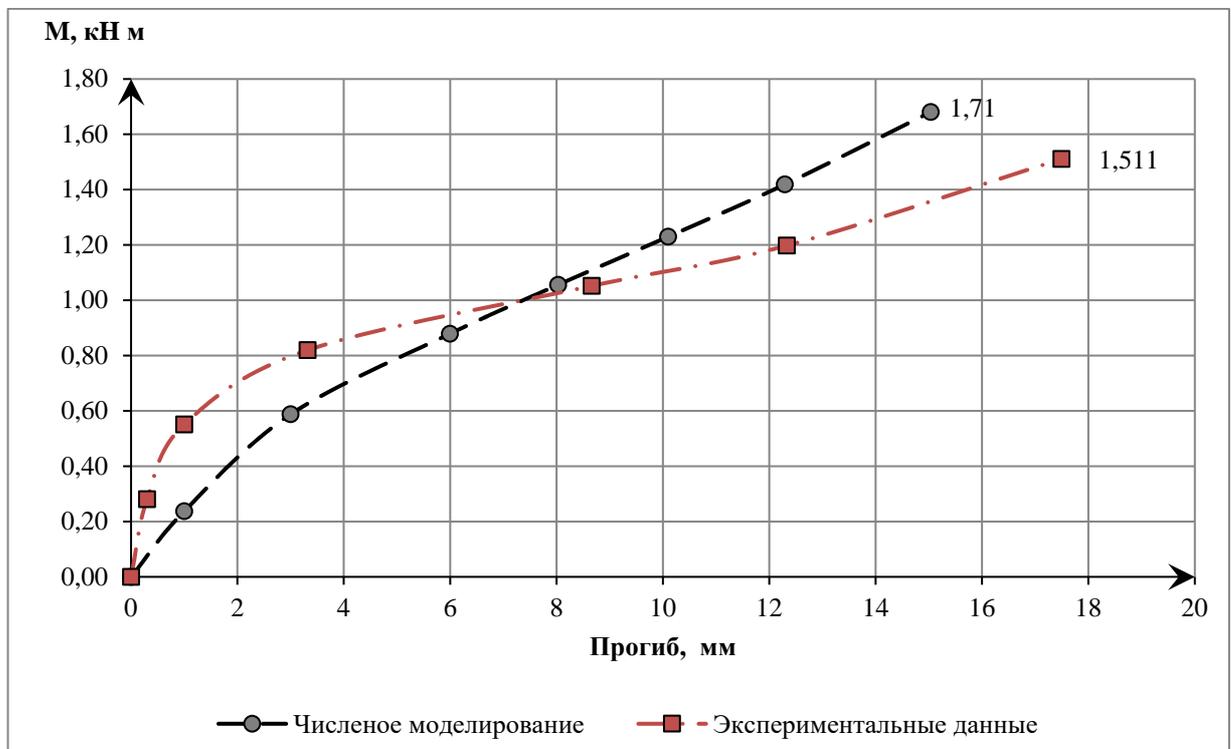
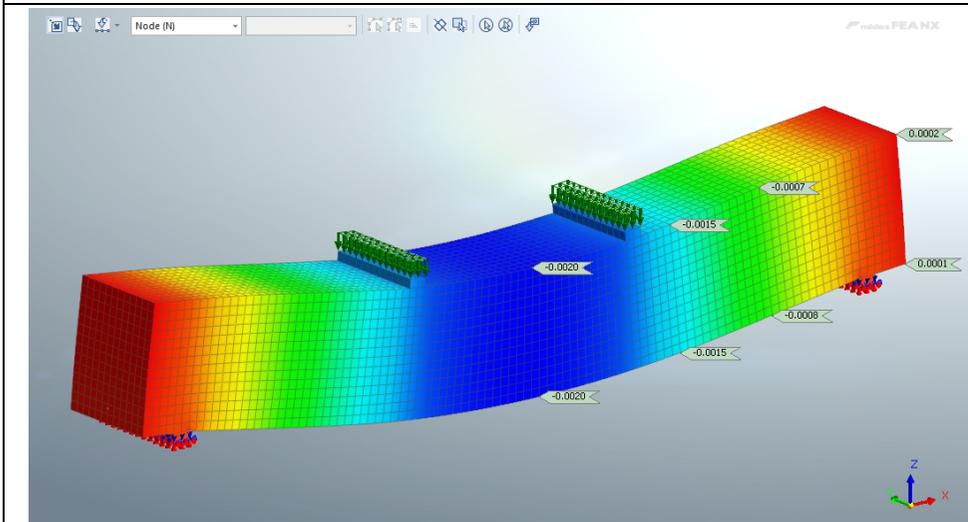


Рисунок 4.21 – Прогибы балки С-1 по результатам численного моделирования и экспериментальных данных

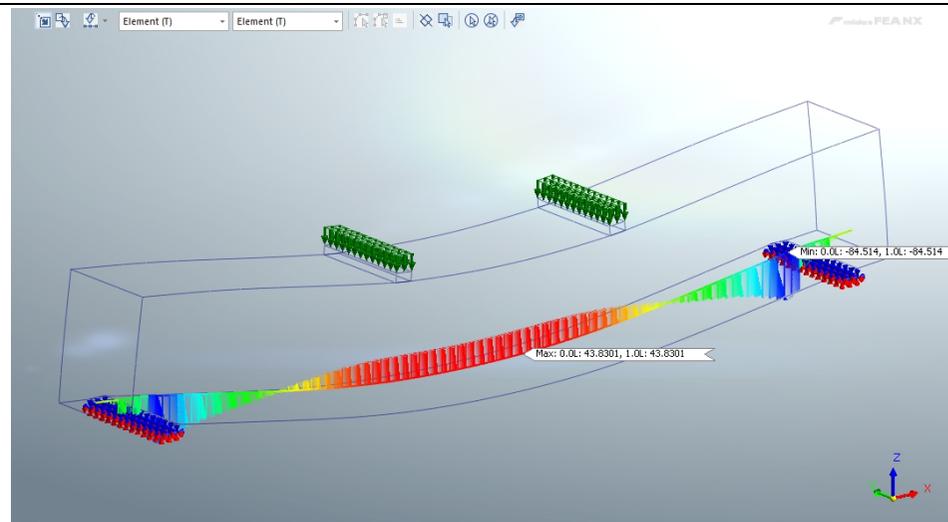
Таблица 4.2 – НДС экспериментального образца при коэффициенте к нагрузке $0,1 \cdot F$

Нагрузка $F = 0,1 \cdot 7,92 \text{ кН} = 0,792 \text{ кН}$; $M = 0,792 \text{ кН} \cdot 0,3 \text{ м} = 0,24 \text{ кН} \cdot \text{м}$

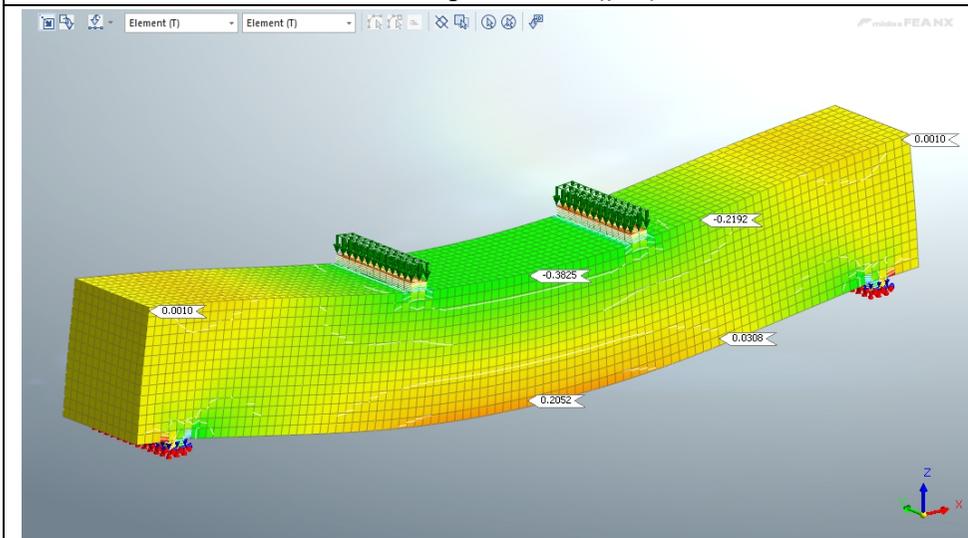
Изополя перемещений T_z , (м)



Осевое напряжение в арматурном стержне, Н/мм²



Изополя напряжений σ_x , Н/мм²

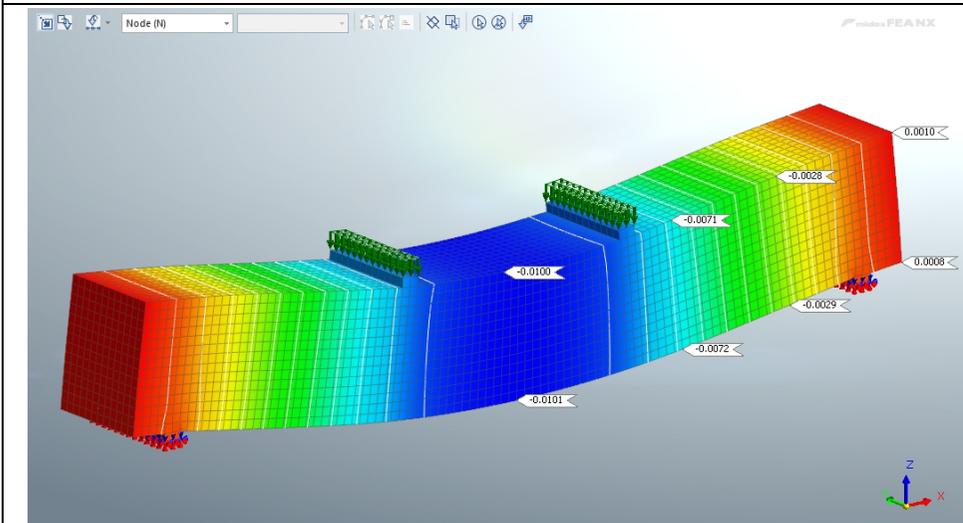


Трещины отсутствуют

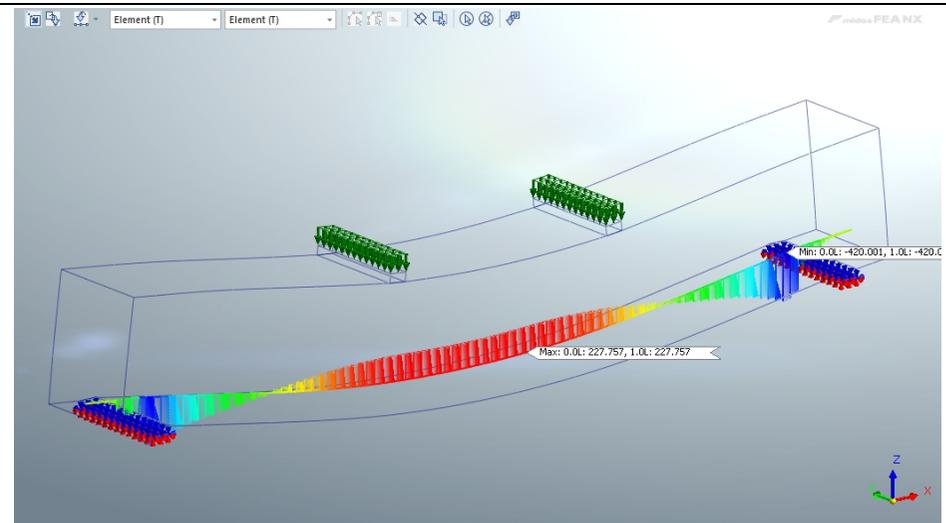
Таблица 4.3 – НДС экспериментального образца при коэффициенте к нагрузке $0,5 \cdot F$

Нагрузка $F = 0,5 \cdot 7,92 \text{ кН} = 3,96 \text{ кН}$; $M = 3,96 \text{ кН} \cdot 0,3 \text{ м} = 1,19 \text{ кН} \cdot \text{м}$

Изополю перемещений T_z , (м)



Осевое напряжение в арматурном стержне, Н/мм²



Изополю напряжений σ_x , Н/мм²

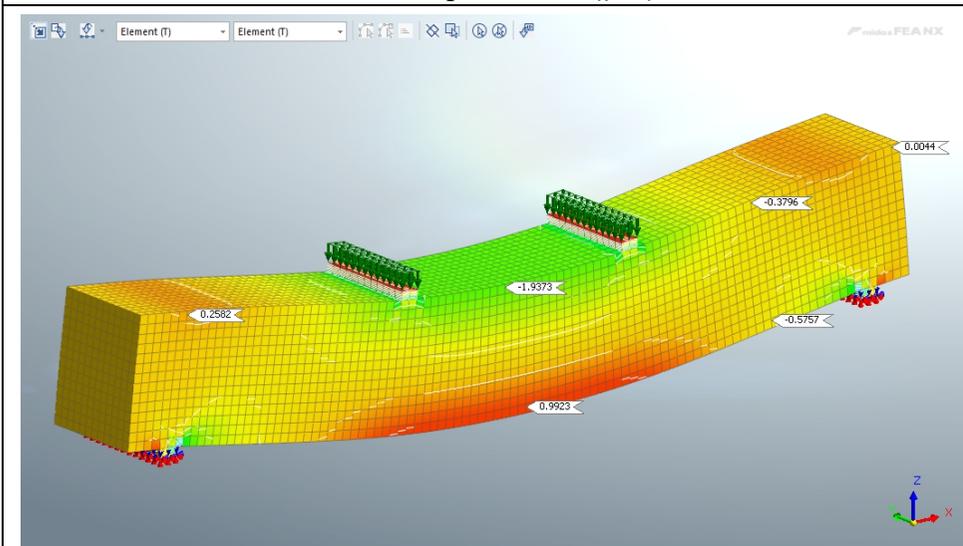


Схема образования трещин

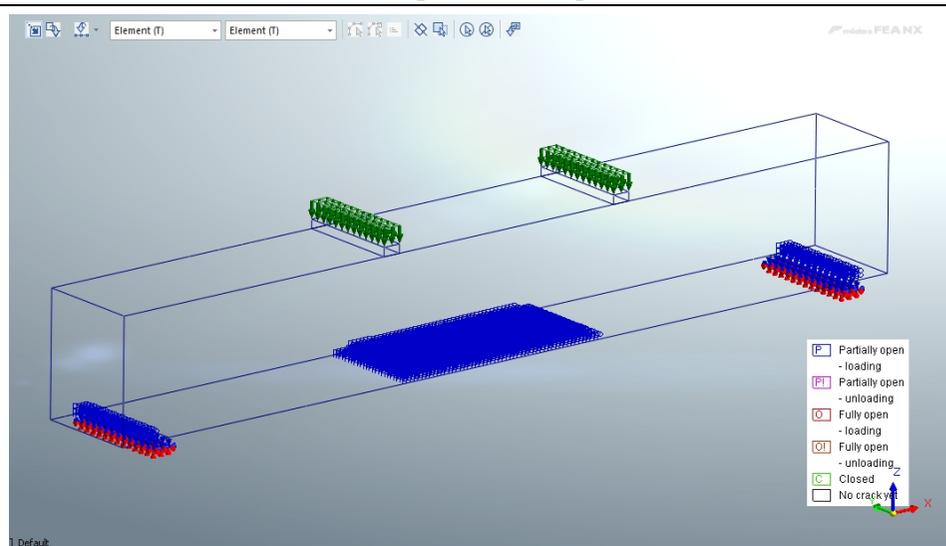
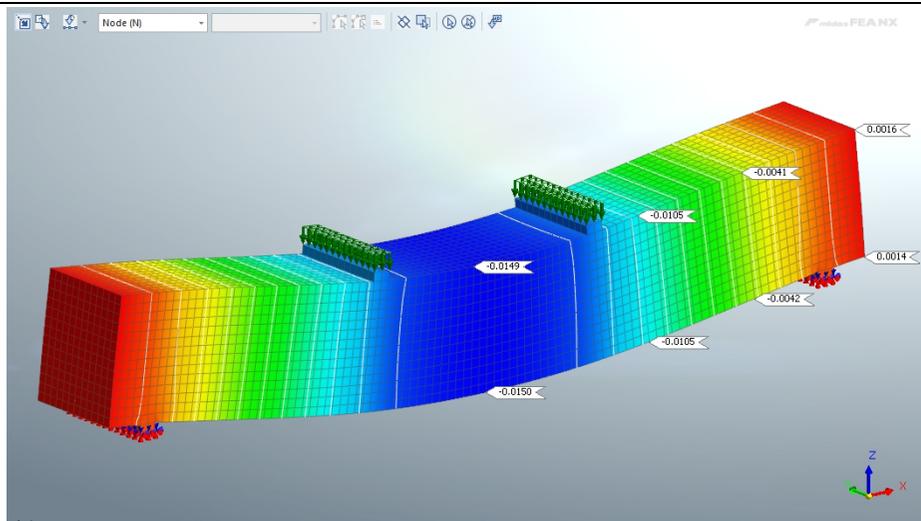


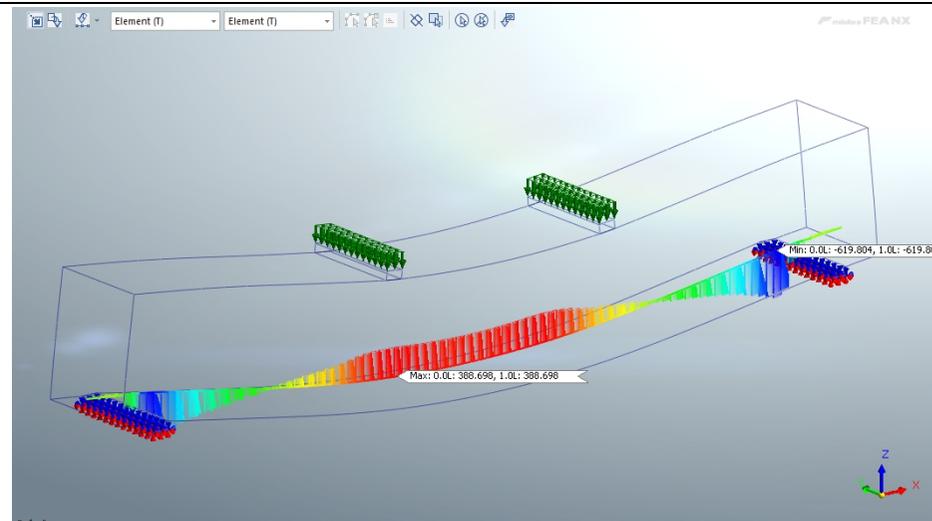
Таблица 4.4 – НДС экспериментального образца при коэффициенте к нагрузке $0,72 \cdot F$

Нагрузка $F = 0,72 \cdot 7,92 \text{ кН} = 5,70 \text{ кН}$; $M = 5,70 \text{ кН} \cdot 0,3 \text{ м} = 1,71 \text{ кН} \cdot \text{м}$

Изополю перемещений T_z , (м)



Осевое напряжение в арматурном стержне, Н/мм²



Изополю напряжений σ_x , Н/мм²

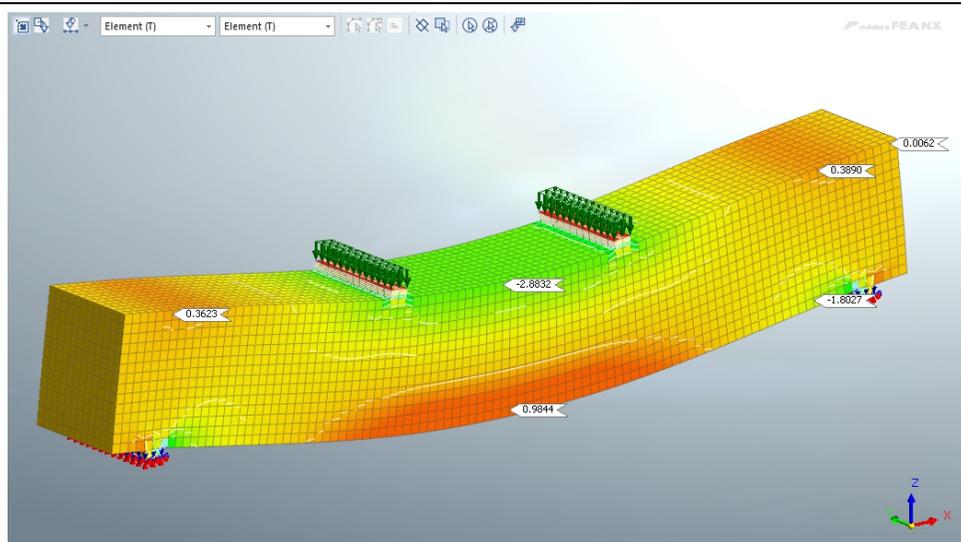
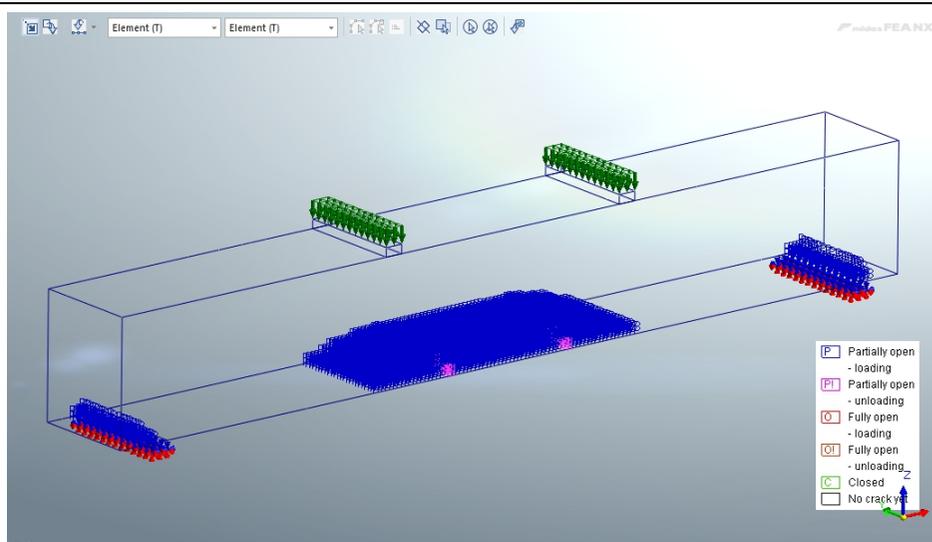


Схема образования трещин



Результатами компьютерного моделирования установлено:

1. При коэффициенте к нагрузке $0,5 \cdot F$ происходит образование первой трещины. При последующих ступенях нагружения развитие трещины увеличивается.

2. Расчетная программа Midas FEA NX 2021 рассматривает конструктивный элемент балки как однородное изотропное тело, которое не имеет микротрещин и других структурных дефектов, вследствие чего образование первой трещины происходит в середине расчетного пролета.

3. Момент образования трещин составил $M = 1,19$ кН·м, что на 31,1 % выше экспериментального, и на 53,5 % больше расчетного.

4. Экспериментальное разрушение балки произошло на шестой ступени нагружения при нагрузке $Q = 5,038$ кН. Первые разрушенные элементы при компьютерном моделировании обнаружались при нагрузке $Q = 5,7$ кН.

5. Прогиб балки по результатам эксперимента составил $f = 16,128$ мм, по результатам компьютерного моделирования – $f = 15,01$ мм.

6. Осевое напряжение в арматурном стержне при разрушении составило $R'_F = 619,8$ Н/мм², что на 48,30 % меньше среднего значения $R_f^{cp} = 1198,75$ Н/мм², на 35,63 % меньше нормативного $R_{f,n} = 962,836$ Н/мм² и на 20,7 % больше расчетного значения $R_f = 513,51$ Н/мм².

ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 4

1. Анализ экспериментальных диаграмм деформирования цементных бетонов при сжатии доказывает статистическую природу процесса разрушения композита. Процесс нагружения сопровождается дискретно-непрерывными актами разрушения.

2. Предложенные функции для аналитического описания диаграмм деформирования « $\sigma - \varepsilon$ » по первой группе предельных состояний адекватно отражают работу материала под действием нагрузки. Однако, по второй группе функции Г. Б. Бюльфингера и экспоненциальная зависимость первого типа имеют

большие расхождения с экспериментальной кривой. Функции С. П. Тимошенко и Сен-Венана показывают заниженные значения прогибов. Наиболее близкие значения прогибов, соответствующие экспериментальной кривой, дают функции степенной зависимости А. Р. Ржаницына, Ф. И. Герстнера.

3. Полученные результаты численного моделирования по значениям НДС близки к значениям, полученных при эксперименте, что позволяет рекомендовать ПК Midas FEA NX 2021 для детального анализа работы цементного бетона с композитной арматурой.

5 МЕТОДЫ РАСЧЕТА И ПРОГНОЗИРОВАНИЕ РЕСУРСА КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ЦЕМЕНТНЫХ БЕТОНОВ, АРМИРОВАННЫХ КОМПОЗИТНОЙ АРМАТУРОЙ, ПРИ СОВМЕШНОМ ДЕЙСТВИИ НАГРУЗКИ И АГРЕССИВНЫХ СРЕД

5. 1 Оценка остаточного ресурса армобетонных изгибаемых элементов, подверженных действию хлоридной коррозии, по прочности нормального сечения

Наиболее распространенной агрессивной эксплуатационной средой для многих инженерных конструкций является хлорид-содержащая среда. Повреждения, вызванные воздействием хлоридной коррозии, являются основной причиной снижения долговечности и целостности железобетонных конструкций.

Согласно результатам химического анализа природных и сточных вод в г. Саранске установлено, что они содержат около 369,107 мг/л ионов хлора [14, 114]. С учетом накопления ионов хлора жидкие среды являются агрессивными по отношению к бетону, вызывают коррозию арматуры, снижают прочность бетона. Задача расчета сроков эксплуатации армобетонных конструкций, эксплуатирующихся в агрессивных средах, которые насыщены ионами хлора, является актуальной.

Экспериментальное исследование влияния агрессивной среды, содержащей ионы хлора, на работу балок, армированных стеклопластиковой арматурой, показало, что под действием 25%-го раствора NaCl жесткость и трещиностойкость балок значительно снижаются. Так же меняется характер разрушения балок. В основном разрушение происходит по бетону в сжатой зоне, а разрушение балок, не подвергающихся действию агрессивной среды, происходит в результате разрыва арматуры.

Для расчета долговечности конструкционного элемента необходимо на основе метода предельных состояний и кинетических законов взаимодействия,

сохранения сорбции масс сформировать расчетную модель, позволяющую прогнозировать проектный и остаточный ресурс изгибаемых элементов [63].

Модель деградации (рисунок 5.1) представлена в виде изолиний деградации, характеризующих распределение свойств по высоте поперечного сечения изгибаемого элемента. Основные параметры: a – координата фронта деградации (разрушение структуры), характеризует влияние процесса переноса субстанции на работу элемента; $k_{х.с.}$ – коэффициент химического сопротивления, является характеристикой химической активности агрессивной среды и оценивается по интенсивности изменения свойств материала на поверхности изделия, в зоне контакта с агрессивной средой.

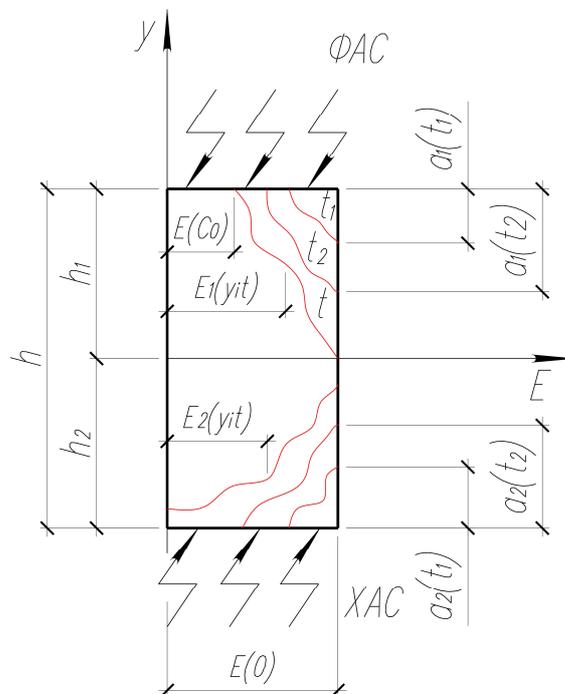


Рисунок 5.1 – Феноменологическая модель деградации поперечного сечения конструкционного элемента

Координату фронта деградации « a » предложено определять на основе закона сохранения массы с учетом уравнений Фика и Лангмюра, описывающих процессы переноса и сорбции частиц:

$$\frac{\partial \omega}{\partial t} = \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2}; \quad \omega(t) = \frac{\omega_m t}{(t_{0,5} + t)}, \quad (5.1)$$

где ω – концентрация среды;

ω_m – предельная сорбционная емкость;

$t_{0,5}$ – кинетический показатель полураспада.

Из решения уравнения (5.1) следует:

$$a = k(\omega)\sqrt{Dt}; D = A(\omega) \frac{R^2}{t_{0,5}} = 0,2 \frac{R^2}{t_{0,5}}, \quad (5.2)$$

где D – коэффициент переноса субстанции;

R – характерный (приведенный) размер образца.

$$A(\omega) = \frac{4}{\pi} \left[\ln \frac{8}{\pi^2} - \ln \frac{\omega_m - \omega(t)}{\omega_m} \right] \frac{1 - \frac{\omega(t)}{\omega_m}}{\frac{\omega(t)}{\omega_m}}. \quad (5.3)$$

Очевидно, если $\omega(t) = 0,5\omega_m$ (при $t = t_{0,5}$), то $A(\omega) \approx 0,2$, принимаем $k(\omega) = 0,4$ с учетом инструментальной точности определения координаты фронта разрушения композита агрессивной средой.

Коэффициент химического сопротивления $k_{x.c.}$ предложено определять на основе анализа бимолекулярной модели закона действия масс (Закон Гульдберга-Вааге):

$$\frac{\partial c}{\partial t} = k_1 c^n \omega_m, \quad (5.4)$$

где c^n – концентрация работоспособных связей в объеме материала.

Решая уравнение (5.4) при условии, что концентрация c^n прямо пропорциональна модулю упругости, прочности или твердости (H), получаем:

$$H(t) = \frac{H(0)}{k_1 \omega_m t + 1}, \text{ или } k_{x.c.} = \frac{1}{k_0 t + 1}, \quad (5.5)$$

где $H(t)$, $H(0)$ – микротвердость (прочность, модуль упругости в момент времени t).

Для определения параметров модели деградации были изготовлены образцы призм $20 \times 20 \times 70$ мм того же состава, из которого были изготовлены экспериментальные балки. Образцы призм выдерживались в 25%-м растворе NaCl 180 суток. После 7, 30, 100, 180 суток экспонирования образцы извлекали, сушили и фиксировали показатели изменения массы (ω), глубины проникновения среды (a) и прочности (σ_b) образцов. На основании результатов исследований были построены графики изменения сорбции и прочности в течение времени (рисунки

5.2–5.3). Линеаризация кривых сорбции в осях $\frac{1}{\omega(t)} \div \frac{1}{t}$ (рисунок 5.4) позволила определить параметры: предельной сорбционной емкости (ω_m); кинетической характеристики ($t_{0,5}$) и по ним – коэффициент диффузии (D). По кривым изменения прочности находим $k_0 = \frac{1}{k_{x.c.}} - 1$ и $k_{x.c.}$. $k_0 = \frac{(1-0,9)}{4320} = 2,57 \cdot 10^{-5}$.

Показатели химического сопротивления приведены в таблице 5.1

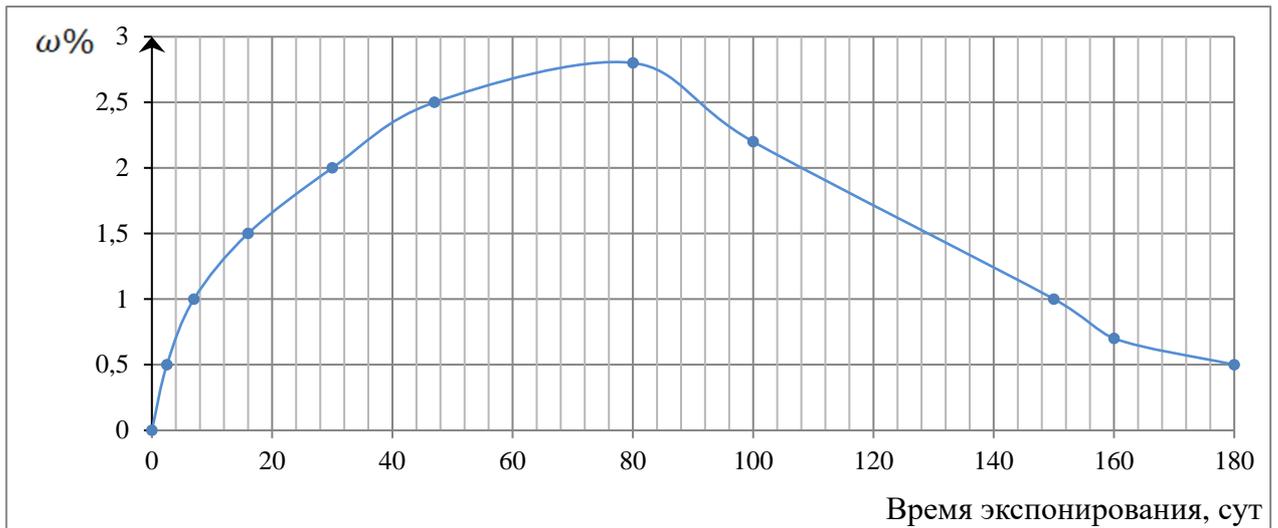


Рисунок 5.2 – График кинетики изменения сорбции цементных композитов под действием 25%-го водного раствора NaCl

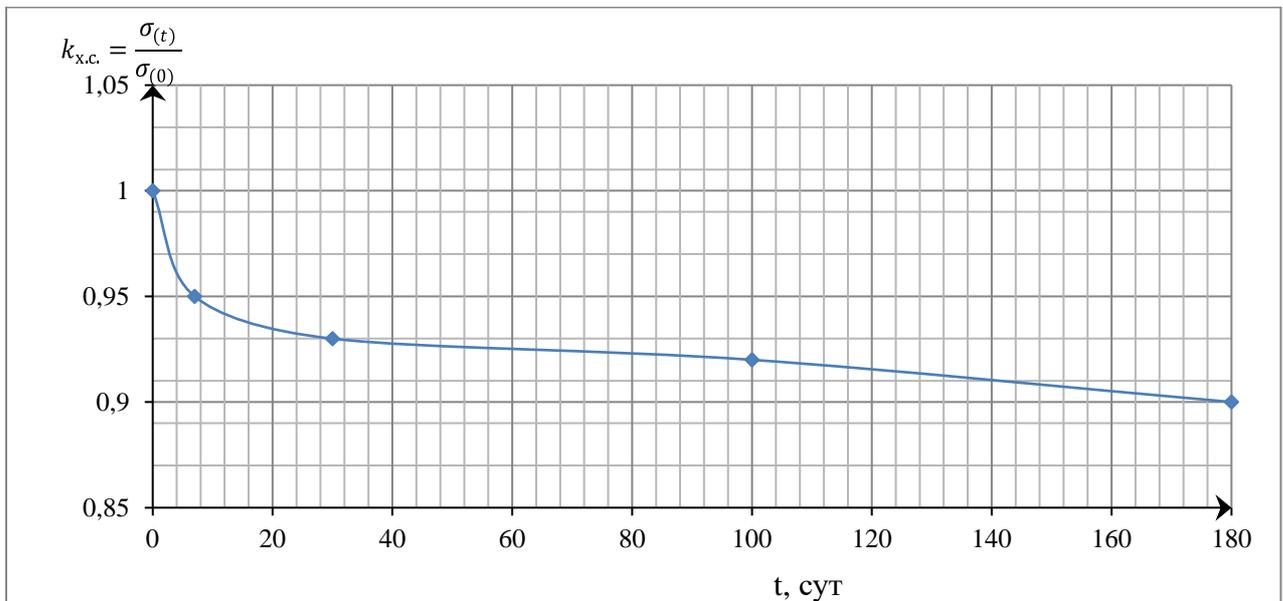


Рисунок 5.3 – График кинетики изменения прочности цементных композитов под действием 25%-го водного раствора NaCl

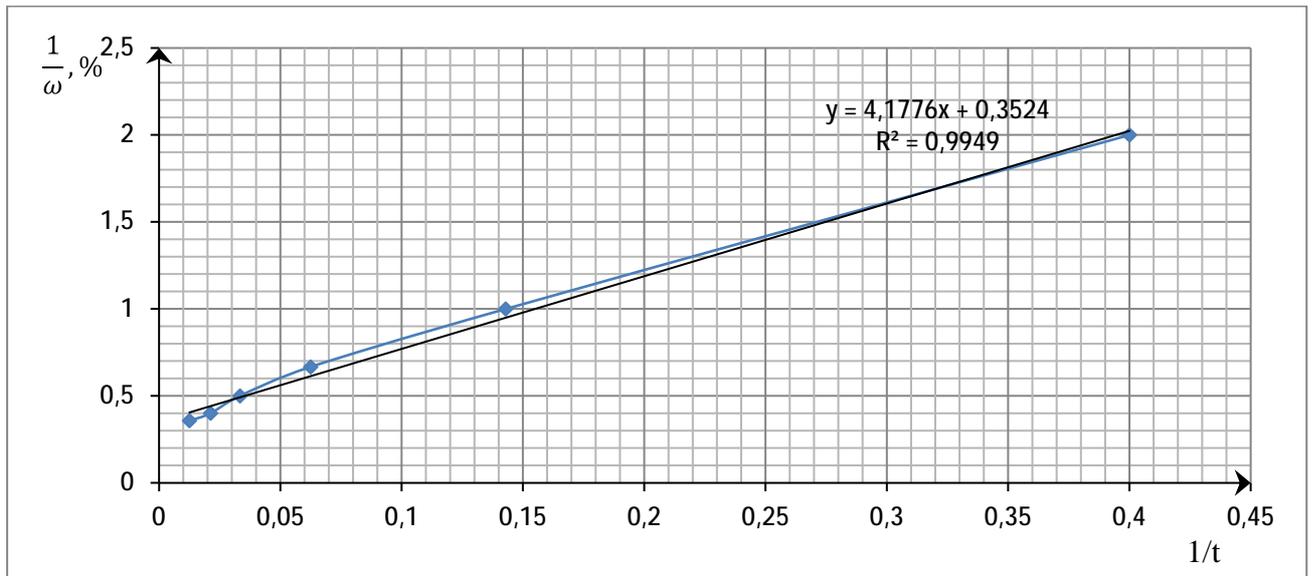


Рисунок 5.4 – График кинетики изменения сорбции цементных композитов под действием 25%-го водного раствора NaCl в осях $\frac{1}{\omega} \div \frac{1}{t}$

Таблица 5.1 – Показатели химического сопротивления цементного вяжущего экспериментальной балки

№ п/п	Среда	Предельная сорбционная емкость, ω_m %	$t_{0,5}$, ч (20×20×70 мм)	$k_{х.с.}$ (180 суток)	$D \cdot 10^{-7}$, м ² /ч
1	25% NaCl	2,84	444	0,90	1,80

Для определения коэффициента диффузии D из начальных ординат прямых рассчитываем значение ω_m . Для этого на графике рисунка 5.4 продлеваем прямые линии до пересечения с осью ординат. $\frac{1}{\omega_m} = 0,352$, $\omega_m = \frac{1}{0,352} = 2,84$, $\omega_{0,5} = \frac{2,84}{2} = 1,42$. Откладываем полученное значение $\omega_{0,5} = 1,42$ на оси ординат рисунка 5.2 и проводим ортогональную линию до пересечения с кривой, определяем значение $t_{0,5} = 18,5$ сут = 444 ч. Тогда коэффициент диффузии равен:

$$D = k \frac{R^2}{t_{0,5}} = 0,2 \cdot \frac{0,02^2}{444} = 1,80 \cdot 10^{-7} \frac{\text{м}^2}{\text{ч}},$$

где $k = 0,2$ – константа скорости реакции;

R – характерный размер образца;

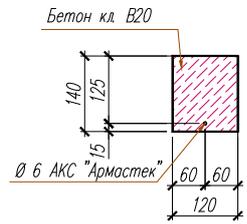
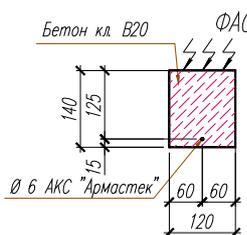
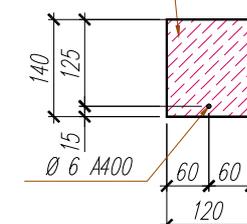
$t_{0,5}$ – время полураспада.

По экспериментальным данным изменения прочности во времени были определены численные значения $k_{x.c.}$ и по ним соответствующая функция.

$$k_{x.c.} = \frac{1}{2,57 \cdot 10^{-5} \cdot t + 1} \quad (5.6)$$

Испытания балок, армированных стеклопластиковыми и металлическим арматурными стержнями серий «С-...» и «М-...», представлены в главе 3 диссертации. В таблице 5.2 приведены основные показатели несущей способности балок с одиночным армированием с композитными и металлическими арматурными стержнями до и после влияния агрессивной среды 25%-го водного раствора NaCl.

Таблица 5.2 – Результаты испытания балок до и после влияния агрессивной среды

№ п/п	Эскиз	M_u , кН·м		$M_{cr,c}$, кН·м		f_{ser} , мм	f_u , мм
		эк.	теор.	эк.	теор.	эк.	эк.
1	2	3	4	5	6	7	8
1*	<p>С-1</p>  <p>Бетон кл. В20</p> <p>Ø 6 АКС "Армастек"</p>	1,51	$\frac{1,06}{2,41}$	0,81	$\frac{0,55}{0,79}$	3,21	16,13
2**	<p>С-1к</p>  <p>Бетон кл. В20</p> <p>Ø 6 АКС "Армастек"</p> <p>ФАС</p>	$\frac{1,4}{93\%}$	0,98	$\frac{0,71}{86\%}$	0,87	$\frac{4,81}{150\%}$	32,3
3	<p>М-1</p>  <p>Бетон кл. В20</p> <p>Ø 6 А400</p>	1,33	1,21	1,0	0,57	0,53	2,18

Примечание: * – в числителе данные, полученные в результате расчета по нормам СП 63.13330.2012, в знаменателе – по результатам экспериментального определения R_{sn} .

** – для балок серии С-1к в числителе приведены экспериментальные данные после 60 суток экспонирования в агрессивной среде 25%-го водного раствора NaCl, в знаменателе – в процентах от данных для балок серии С-1. В графе (теор.) даны значения соответствующих деградационных функций.

Под действием агрессивной среды происходит снижение прочности бетона внешних контактных слоев балки на величину $k_{x.c.}$ и на глубину a . Экспериментально установлено, что после 60 суток действия ионов хлора несущая способность балок снизилась: M_u на 7 %, момент образования трещин на 14 %; прогибы f_{ser} увеличились в 1,5 раза.

Рассматривая модель деградации с линейными изохронами, запишем условия предельных состояний для изгибаемого элемента, подверженного действию ионов хлора, в виде неравенства:

$$M \leq M_{u(0)}D(M); M \leq M_{crc(0)}D(Mc); f = fD(Wu)^{-1} \leq f_n, \quad (5.7)$$

где $D(M)$, $D(Mc)$, $D(Wu)$ – деградационные функции.

С учетом деградационных функций изменение M_u , M_{crc} и f от длительности t действия агрессивной среды определим по формулам:

$$M_u(t) = \alpha_m R_b b h_0^2 \left[1 - \frac{(1-k_{x.c.})a}{1 - \frac{0.5\mu R_s}{R_b}} \right]; \quad (5.8)$$

$$M_{crc}(t) = M_{crc}(0) \left[k_{x.c.} + \left(1 - 2\frac{a}{b}\right) \left(1 - 2\frac{a}{h}\right)^2 (1 - k_{x.c.}) \right]; \quad (5.9)$$

$$f = \frac{f_{(0)}}{k_{x.c.} + \left[\left(1 - 2\frac{a}{b}\right) \left(1 - 2\frac{a}{h}\right)^3 (1 - k_{x.c.}) \right]}. \quad (5.10)$$

Расчетом деградационных функций $\frac{M_u(t)}{M_u(0)}$, $\frac{M_{crc}(t)}{M_{crc}(0)}$ и $\frac{f_{ser}(t)}{f_{ser}(0)}$ установлено, что через 60 суток действия агрессивных сред произойдет: снижение M_u и M_{crc} соответственно на 2 и 13 %; повышение прогибов f_{ser} – на 16 %.

Если нормировать значения коэффициента переноса D , то для оценки остаточного ресурса конструкции предлагаем следующий алгоритм действий:

– инструментально определяем глубину (a) повреждения материала конструкции хлоридной агрессивной средой;

– по формуле (5.2) определяем расчетное время действия ионов хлора на конструкцию ($t = \frac{a^2}{k(\omega)^2 D}$);

– с учетом расчетного времени по формуле (5.6) оцениваем степень повреждения (относительное снижение прочности – $k_{x.c.}$) внешних слоев бетона, контактирующих с агрессивной средой;

– по значениям a и $k_{x.c.}$ определяем степень деградации конструкции (по деградационным функциям: несущую способность нормальных сечений $D(M_u)$; момент трещинообразования $D(M_{crc})$ и жесткость $D(W_u)$).

Расчетные значения функций деградации, соответствующие заданным значениям a/h , приведены в таблице 5.3 и на рисунке 5.5.

Таблица 5.3 – Расчетные значения функций деградации, соответствующие значениям a/h и $k_{x.c.}$, определенным экспериментально

№ п/п	a/h	$t = \frac{a^2}{0,16 D}$, час { $D = 1,8 \cdot 10^{-7} \text{ м}^2/\text{ч}$ }	$k_{x.c.} = \frac{1}{2,57 \cdot 10^{-5} t + 1}$	Деградационные функции		
				M_u	M_{crc}	W_u
1	0,1	$0,06 \cdot 10^5$	0,85	0,98	0,89	0,86
2	0,2	$0,27 \cdot 10^5$	0,59	0,88	0,55	0,5
3	0,3	$0,61 \cdot 10^5$	0,39	0,77	0,30	0,278
4	0,4	$1,08 \cdot 10^5$	0,26	0,65	0,176	0,171
5	0,5	$1,7 \cdot 10^5$	0,19	0,54	0,11	0,110

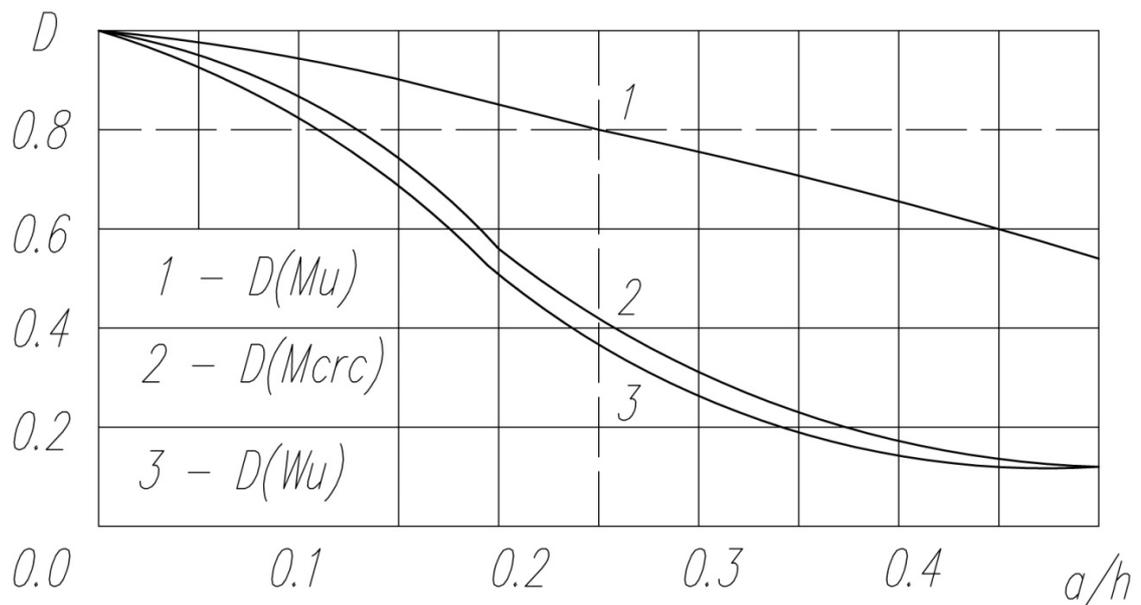


Рисунок 5.5 – Деградационные функции

Расчет производился для балок серии С-1к с одиночным армированием и размерами поперечного сечения $b \times h = 12 \times 14$ см; $D = 1,8 \cdot 10^{-7}$ м²/ч.

Деграционные функции жесткости при изгибе определялись для балки, работающей без трещин.

Анализ показывает, что под действием хлоридной коррозии снижение момента образования трещин, жесткости при изгибе элемента, работающего без трещин, происходит более интенсивно, чем прочности нормальных сечений.

Графики деграционных функций дают возможность оценить ресурс конструкции. Если принять, что ремонтные работы необходимо производить после того как несущая способность изгибаемого элемента снизится на 20 %, то $D(Mu) = 0,8$. По графику функции $D(Mu)$ находим, что разрушение структуры произойдет на глубину $a/h=0,25$ через $t = \frac{a^2}{0,16D} = \frac{0,035^2}{0,16 \cdot 1,8 \cdot 10^{-7}} = 42\,534,72$ ч = 1772,28 сут = 4,85 лет (25 % NaCl). Следовательно, через 4,85 лет эксплуатации в заданных условиях железобетонный элемент необходимо диагностировать и предложить варианты восстановительного ремонта.

5. 2 Оценка ресурса армобетонных изгибаемых элементов, подверженных действию хлоридной коррозии, по прочности наклонного сечения

В классической теории расчета железобетонных конструкций предполагается, что разрушение бетона по наклонным сечениям происходит под действием растягивающих напряжений (первое условие прочности $\sigma \leq R_{bt}$). Тогда из расчетной модели (рисунок 5.6) можем получить [64]:

$$Q_{b1(t)} = \frac{N_b}{\cos \alpha} = \varphi \frac{R_{bt} b h^2}{c} \left[1 - \frac{A_1}{bh} (1 - k_{x.c.}) \right], \quad (5.11)$$

где $\varphi = \left(1 + \frac{c^2}{h^2} \right)$; $A_1 = b(a_1 + a_2) + 2a_3[h - (a_1 + a_2)]$. Коэффициент $\varphi = 2$, если трещина развивается под углом 45°.

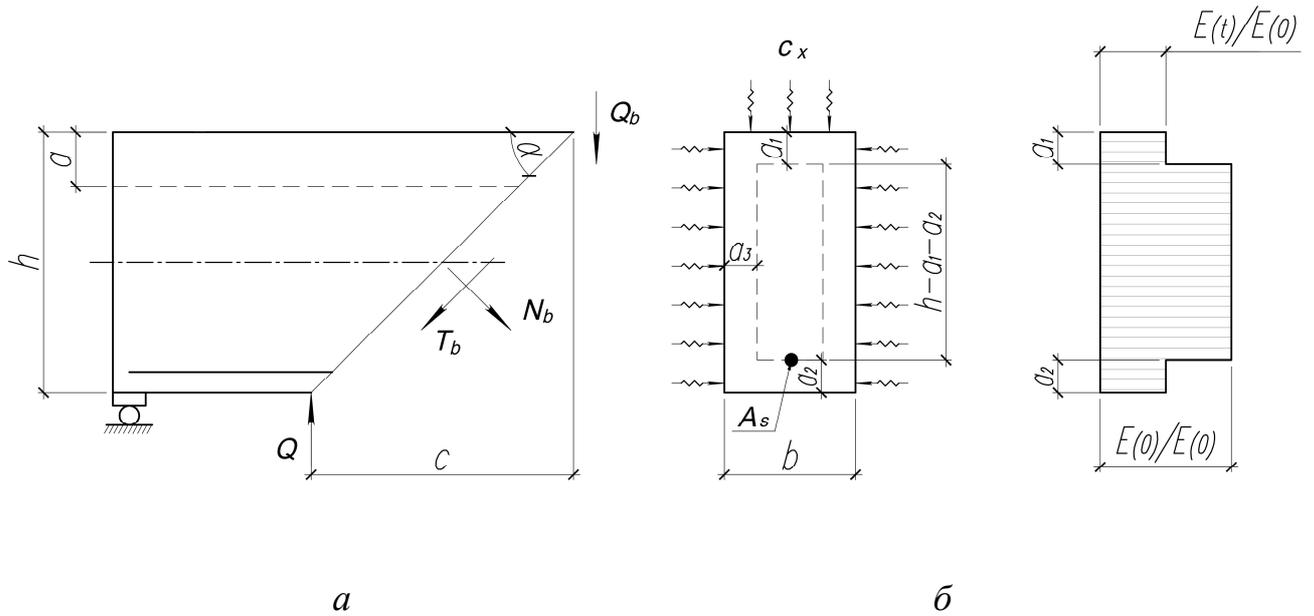


Рисунок 5.6 – Расчетная модель прочности наклонных сечений железобетонных изгибаемых элементов, подверженных действию агрессивных сред: *a* – силовая модель; *б* – модель деградации

Если повреждений бетона нет, то принимаем $A_1 = 0$, получаем формулу М. С. Боришанского. Так как разрушение по наклонному сечению возможно под действием касательных усилий T_b , то принимаем в качестве предельного условия $\tau \leq R_{b\tau}$ (третье условие прочности), получаем:

$$Q_{b3(t)} = \frac{T_b}{\sin \alpha} = \varphi R_{b\tau} b h \left[1 - \frac{A_1}{bh} (1 - k_{x.c.}) \right]. \quad (5.12)$$

Принимая за критерий разрушения четвертое условие прочности Кулона-Новье $|\tau| + \gamma \sigma \leq R_{b\tau}$, получаем

$$Q_{b4(t)} = \varphi \frac{R_{b\tau} b h}{1 + \frac{\gamma c}{h}} \left[1 - \frac{A_1}{bh} (1 - k_{x.c.}) \right]. \quad (5.13)$$

Анализ предложенных функций Q_{bi} (при $t=0, A_1 = 0$) показал, что изменение поперечной силы, воспринимаемое поперечным сечением, зависит от соотношения c/h и коэффициента трения γ .

Результаты, полученные по первой теории прочности, существенно отличаются от результатов, полученных по третьей и четвертой теории прочности, при соотношении $c/h < 0,5$. При соотношении $c/h \approx 0,5$ все три теории дают близкие по величине значения $\frac{Q_b}{R_{b\tau} b h}$ (рисунок 5.7).

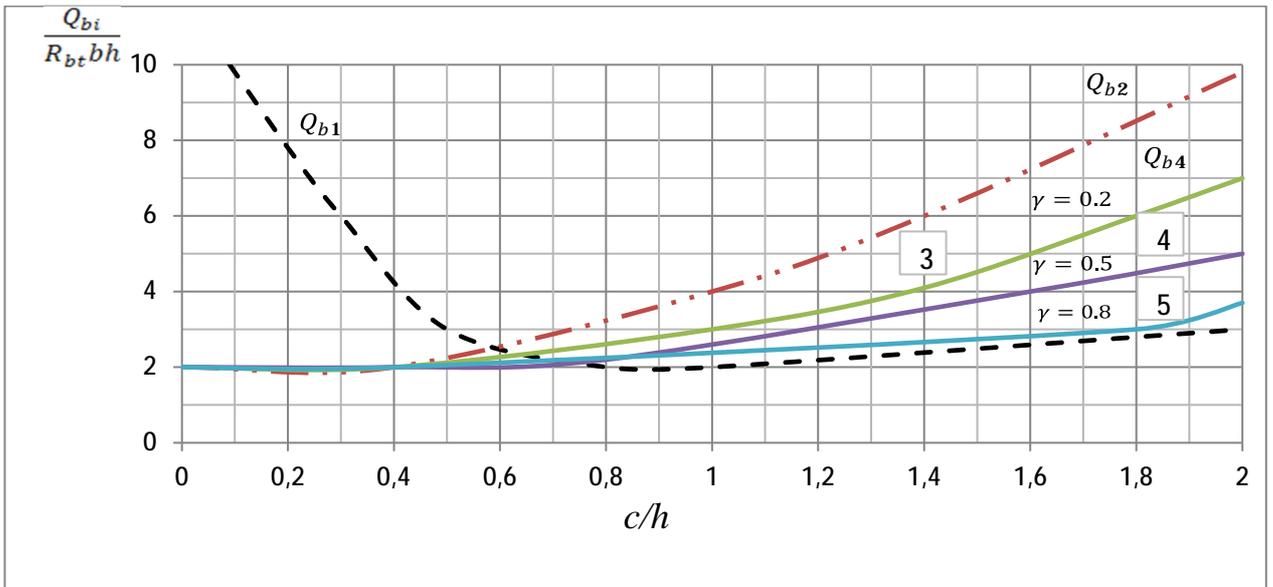


Рисунок 5.7 – Изменение поперечной силы при расчете по первой (1), третьей (2), четвертой (3), (4), (5) теории прочности

Влияние трения бетона о бетон на поперечную силу, воспринимаемую бетоном, незначительно при $c/h < 0,5$ (рисунок 5.8).

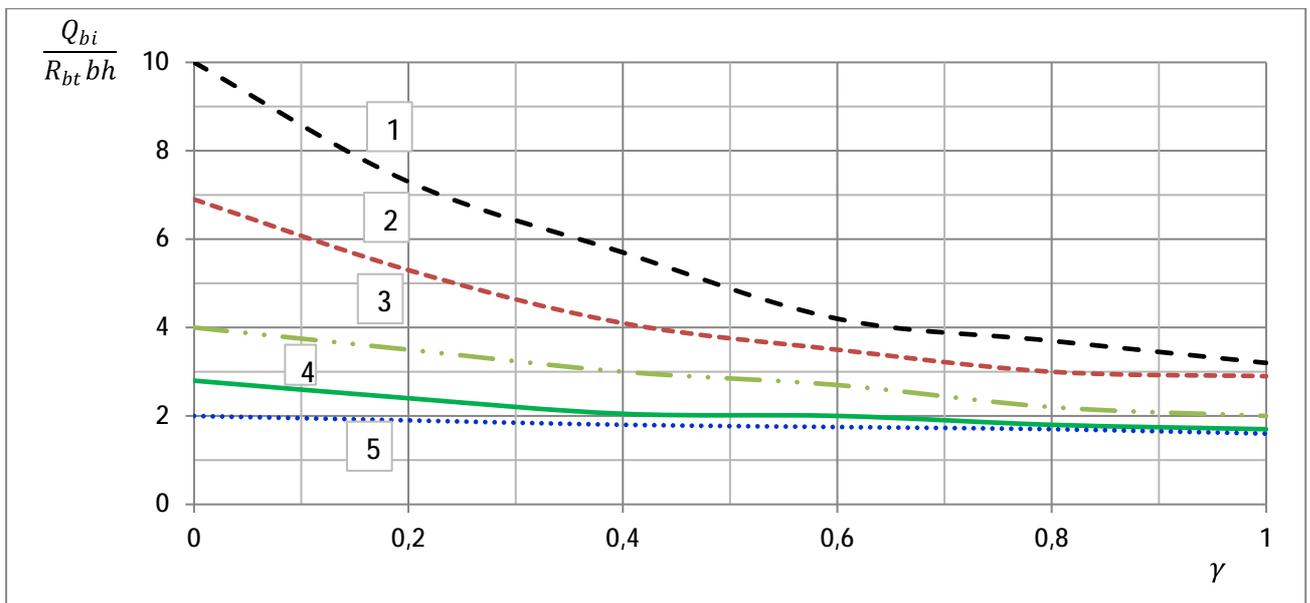


Рисунок 5.8 – Влияние коэффициента трения на поперечную силу при значениях c/h : 1-2; 2-1,5; 3-1,0; 4-0,5; 5-0,1

Рассмотрим влияние агрессивной среды на величину поперечной силы, воспринимаемой бетоном. Для этого формулу (5.11) запишем через кинетические характеристики взаимодействия бетона с агрессивной средой (a и $k_{x,c}$).

При условии $a_1 = a_2 = a_3 = a$ получаем:

$$Q_{b1(t)} = \varphi \frac{R_{bt}bh^2}{c} \left[1 - \frac{2a(b+h)}{bh} (1 - k_{x.c.}) + \frac{4a^2}{bh} (1 - k_{x.c.}) \right].$$

Учитывая, что $Q_{b1(0)} = \frac{R_{bt}bh^2}{c}$; $a = k_{(\xi)}\sqrt{Dt}$; $k_{x.c.} = \frac{1}{k_1t+1}$, запишем аналитическое выражение деградационной функции $D(Q)$:

$$D(Q) = \frac{Q_{b1(t)}}{Q_{b1(0)}} = 1 - \frac{2k_{(\xi)}\sqrt{Dt}(b+h)}{bh} \left(1 - \frac{1}{k_1t+1} \right) + \frac{4k_{(\xi)}^2Dt}{bh} (1 - k_{x.c.}) . \quad (5.14)$$

Нормируя допустимое снижение в процессе эксплуатации прочности наклонного сечения по формуле (5.14), можно определить ресурс железобетонного изгибаемого элемента.

С учетом зависимости деградационной функций Q_u от длительности t действия агрессивной среды определим по формуле (при условии $a_1 = a_3 = a$; $a_2 = 0$):

$$Q_{u(t)} = Q_{u(0)} \left[1 - \frac{ba+2ah-2a^2}{bh} (1 - k_{x.c.}) \right]. \quad (5.15)$$

Расчет производили для балок серии С-1к с одиночным армированием и размерами поперечного сечения $b \times h = 12 \times 14$ см². Результаты представлены в таблице 5.4 и на рисунке 5.9.

Таблица 5.4 – Расчетные значения функции деградации Q_u , соответствующие значениям a/h и $k_{x.c.}$, определенным экспериментально

№ п/п	a/h	$t = \frac{a^2}{0,16 D}$, ч { $D = 1,8 \cdot 10^{-7}$ м ² /ч}	$k_{x.c.} = \frac{1}{2,57 \cdot 10^{-5} t + 1}$	Деградационная функция
				Q_u
1	0,1	$0,06 \cdot 10^5$	0,85	0,93
2	0,2	$0,27 \cdot 10^5$	0,59	0,67
3	0,3	$0,61 \cdot 10^5$	0,39	0,43
4	0,4	$1,08 \cdot 10^5$	0,26	0,21
5	0,5	$1,7 \cdot 10^5$	0,19	0,04

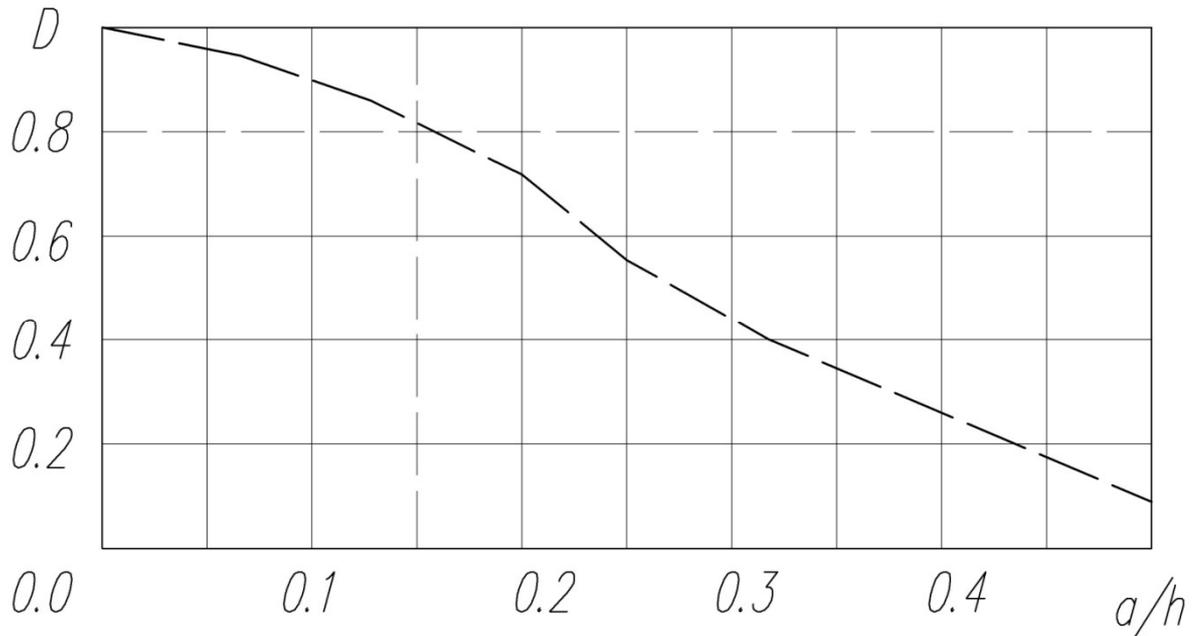


Рисунок 5.9 – Деградационная функция Q_u

Анализ показывает, что под действием хлоридной коррозии происходит снижение прочности наклонного сечения.

По графику деградационной функции определим ресурс конструкции. При $D(Q_u) = 0,8$ находим, что предельное состояние по прочности наклонного сечения наступит при глубине коррозионного повреждения $\frac{a}{h} = 0,17$. Тогда через

$$t = \frac{a^2}{0,16D} = \frac{0,0238^2}{0,16 \cdot 1,8 \cdot 10^{-7}} = 19\,668,06 \text{ ч} = 819,5 \text{ сут} = 2,25 \text{ года (25 \% NaCl)}$$

произойдет разрушение структуры на глубину 0,0238 м, при достижении которой необходимо провести обследование армобетонного элемента.

5.3 Вероятностная оценка надежности прогнозирования долговечности армобетонных конструкций методом деградационных функций

В процессе длительного влияния агрессивной среды на армобетонные конструкции происходит изменение свойств материала, связанных с деградацией композита. Проблемы расчета долговечности, обеспечения надежности конструкции в процессе эксплуатации являются актуальными. В работе

предложена методика анализа надежности армобетонного элемента, основанная на вероятностных моделях прогнозирования срока службы конструкции [62].

Существующие методы расчета по предельным состояниям не дают возможности проектировать конструкции с заданным уровнем надежности в связи с тем, что метод основан на сравнении несущей способности и расчетных значений нагрузки.

Расчет армобетонных конструкций с учетом их безотказной работы – задача сложная, т. к. геометрические характеристики, свойства материала, силовые нагрузки и степень воздействия агрессивных сред являются случайными величинами.

Считается, что прочность элемента обеспечена, если выполняется условие:

$$\max M \leq \min R, \quad (5.16)$$

где M – усилие в поперечном сечении от внешних воздействий;

R – усилие, воспринимаемое материалом поперечного сечения конструкции.

M и R – случайные величины с нормальным законом распределения. В методе расчета по предельным состояниям в левой части неравенства (5.16) с помощью коэффициентов надежности обеспечивается максимально возможное значением M , а в правой минимально возможное значение R .

Невыполнение данного требования считается отказом конструкции, которое выражается условием:

$$R < M. \quad (5.17)$$

Вероятность отказа может быть определена как сумма произведений двух вероятностей $P\{M < R\}$ и $P\{R = r\}$, где r – некоторое значение R :

$$P_f = \sum P_r \{M > R\} \cdot P_r \{R = r\}. \quad (5.18)$$

При непрерывном распределении P_f переходит к интегралу вида:

$$P_f = \int_{-\infty}^{+\infty} F_M(x) f_R(x) dx = 1 - \Phi(\beta), \quad (5.19)$$

где P_f – вероятность отказа;

P_r – вероятность реализации события;

F_M – функция распределения вероятности величины M ;

f_R – плотность распределения вероятности величины R ;

Φ – стандартизированная функция вероятности для нормального распределения характеристики безопасности β .

В работах Н.С. Стрелецкого, В.Д. Рейзера, А.П. Кудзиса [41, 83, 107] предлагается оценивать характеристику безотказной работы конструкции по индексу надежности β , который имеет вид:

$$\beta = \frac{\bar{R} - \bar{M} \cdot D(M)}{\sqrt{S_M^2 + S_R^2}}, \quad (5.20)$$

где \bar{R} , \bar{M} – средние значения величин M и R ;

S_M и S_R – стандартные отклонения величин M и R . Выражение (5.20) принято называть индексом Стрелецкого или Гауссовским коэффициентом надежности.

Представим усилия M и R функциями от переменных факторов x_i и y_i : $M_{(x_i)}$, $R_{(y_i)}$. Считая изменчивость факторов в зависимостях M и R незначительными, можно дисперсии S_M^2 и S_R^2 определить методом линеаризации по формуле вида:

$$S_M^2 = \left(\frac{\partial M}{\partial x_1}\right)^2 \sigma_{x_1}^2 + \left(\frac{\partial M}{\partial x_2}\right)^2 \sigma_{x_2}^2 + \dots + \left(\frac{\partial M}{\partial x_n}\right)^2 \sigma_{x_n}^2; \quad (5.21)$$

$$S_R^2 = \left(\frac{\partial R}{\partial y_1}\right)^2 \sigma_{y_1}^2 + \left(\frac{\partial R}{\partial y_2}\right)^2 \sigma_{y_2}^2 + \dots + \left(\frac{\partial R}{\partial y_n}\right)^2 \sigma_{y_n}^2, \quad (5.22)$$

где σ_{x_i} , σ_{y_i} – показатели (стандарты) статистической изменчивости факторов x_i и y_i , определяемые на основе экспериментального изучения изменчивости каждого из этих факторов.

Применение формулы 5.20 показало, что значение коэффициента $\beta = 2,8 \div 4,0$ соответствует вероятности безотказной работы $P_f = 99,6 \div 99,9 \%$. Еврокодом прописаны нормативные значения индекса надежности: для первой группы предельных состояний $\beta_{n1} = 3,8$; для второй $\beta_{n2} = 2,5$ [135]. Следовательно, прогнозирование ресурса конструкции можно производить из условия:

$$\beta(t) \leq \beta_{n_i} . \quad (5.23)$$

Рассмотрим изменение надежности изгибаемого элемента с прямоугольной формой сечения, армированного одиночным стержнем композитной арматуры в растянутой зоне. Расчетная схема приведена на рисунке 5.10.

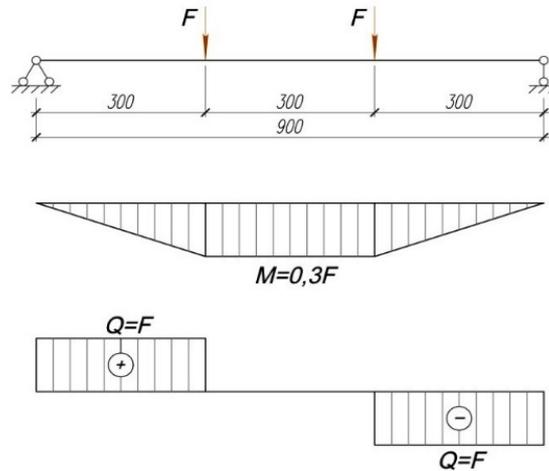


Рисунок 5.10 – Расчетная схема балки при испытаниях

Несущая способность обеспечивается прочностью нормальных сечений, средние значения которых \bar{R} и \bar{M} будем определять по формулам:

$$\bar{M} = \frac{1}{3}L \cdot F; \quad \bar{R} = R_s A_s \left(h_0 - 0.5 \frac{R_s A_s}{R_b b} \right) = R_s A_s h_0 - \frac{1}{2} \cdot \frac{R_s^2 A_s^2}{R_b b} . \quad (5.24)$$

Средние значения геометрических и прочностных параметров случайных величин приняты по экспериментальным данным. Результаты расчета надежности изгибаемого элемента представлены в таблице 5.5.

Таблица 5.5 – Оценка надежности изгибаемого элемента из условия прочности нормальных сечений по экспериментальным прочностным параметрам

№ п/п	Параметры	R_s	A_s	h_0	b	R_b	F	L
1	Единица измерения	кг/см ²	см ²	см	см	кг/см ²	кг	см
2	Средние значения, m	11987,5	0,2041	12,5	12	274,7	396*	90
3	Коэффициент вариации, v	0,12	0,05	0,05	0,04	0,13	0,2	0,04
4	Среднеквадратическое отклонение, S	1438,5	0,010	0,625	0,48	35,711	79,2	3,6
5	Отклонение S' от M и R	3452,1	1438,3	1529,2	36,31	118,03	2376	475,2
6	$\frac{S'}{M(R)}$, %	11,63	4,84	5,15	0,122	0,39	20	4

Примечание: * – предпоследняя ступень нагружения экспериментальной балки.

Среднеквадратические отклонения ($S'_{R_s}, S'_{A_s}, S'_{h_0}, S'_b, S'_{R_b}, S'_F$) величин R и M , вызванные изменениями параметров, определяем по формулам:

$$\begin{aligned}
 S'_{R_s} &= \frac{\partial R}{\partial R_s} S_{R_s} = A_s h_0 - \frac{R_s A_s^2}{R_b b} S_{R_s} = 0,2041 \cdot 12,5 - \frac{11987,5 \cdot 0,2041^2}{274,7 \cdot 12} \cdot 1438,5 = 3452,1; \\
 S'_{A_s} &= \frac{\partial R}{\partial A_s} S_{A_s} = R_s h_0 - \frac{R_s^2 A_s}{R_b b} S_{A_s} = 11987,5 \cdot 12,5 - \frac{11987,5^2 \cdot 0,2041}{274,7 \cdot 12} \cdot 0,01 = 1438,45; \\
 S'_{h_0} &= \frac{\partial R}{\partial h_0} S_{h_0} = R_s A_s S_{h_0} = 11987,5 \cdot 0,2041 \cdot 0,625 = 1529,2; \\
 S'_b &= \frac{\partial R}{\partial b} S_b = -\frac{1}{2} \cdot \frac{R_s^2 A_s^2}{-b^2 \cdot R_b} S_b = -\frac{1}{2} \cdot \frac{11987,5^2 \cdot 0,2041^2}{-12^2 \cdot 274,7} \cdot 0,48 = 36,31; \\
 S'_{R_b} &= \frac{\partial R}{\partial R_b} S_{R_b} = -\frac{1}{2} \cdot \frac{R_s^2 A_s^2}{-R_b^2 \cdot b} S_{R_b} = -\frac{1}{2} \cdot \frac{11987,5^2 \cdot 0,2041^2}{-274,7^2 \cdot 12} \cdot 35,711 = 118,03; \\
 S'_F &= \frac{\partial M}{\partial F} S_F = \frac{1}{3} L S_F = 30 \cdot 79,2 = 2376; \\
 S'_L &= \frac{\partial M}{\partial L} S_L = \frac{1}{3} F S_L = \frac{396}{3} \cdot 3,6 = 475,2.
 \end{aligned} \tag{5.25}$$

По формулам 5.24 и значениям параметров, приведенных в таблице 5.5, определим значения $S', \bar{R}, \bar{M}, S_M^2, S_R^2$ и по формуле 5.20 индекс надежности β :

$$\begin{aligned}
 \bar{R} &= 29\,675,13 \text{ кг} \cdot \text{см}; & \bar{M} &= 11\,880 \text{ кг} \cdot \text{см}; & S_R^2 &= 16\,339\,156,2 \text{ (кг} \cdot \text{см)}^2; \\
 S_M^2 &= 5\,871\,191 \text{ (кг} \cdot \text{см)}^2.
 \end{aligned}$$

$$\beta_{\text{эк}} = \frac{\bar{R} - \bar{M}}{\sqrt{S_M^2 + S_R^2}} = \frac{29675,13 - 11\,880}{\sqrt{5871191,04 + 16339156,2}} = 3,77.$$

Следовательно, в данном случае индекс надежности $\beta_{\text{эк}} \approx 3,8$, что соответствует требованиям по эксплуатационной надежности.

Установлено, что основное влияние на начальную надежность оказывает изменчивость параметров по нагрузке S'_F , и изменчивость параметров сопротивления арматуры растяжению S'_{R_s} , которое составляет 20 и 11,63 % соответственно. Влияние изменчивости площади армирования S'_{A_s} и высоты поперечного сечения S'_{h_0} составляет 4,84 и 5,15 %. Следует отметить минимальное влияние параметров ширины изгибаемого элемента и сопротивления бетона сжатию.

Выполним оценку надежности изгибаемого элемента по расчетным прочностным параметрам.

Переведем среднюю прочность бетона на сжатие R_b в нормативное значение:

$$R_{bn} = \bar{R}_b \cdot (1 - 1,64 \cdot \vartheta),$$

где $\vartheta = 0,135$ – коэффициент вариации прочности бетона;

$$R_{bn} = 274,7 \cdot (1 - 1,64 \cdot 0,135) = 213,142 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}.$$

Второе снижение прочности связано с переходом нормативного значения в расчетное:

$$R_b = \frac{R_{bn}}{\gamma_{bc}},$$

где $\gamma_{bc} = 1,3$ – коэффициент надежности по материалу;

$$R_b = \frac{213,142}{1,3} = 164,52 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}.$$

Аналогичный процесс проведем для предела прочности на растяжение для стеклопластиковой арматуры.

Нормативное значение равно:

$$R_{sn} = \overline{R_s} \cdot (1 - 1,64 \cdot \vartheta) = 11\,987,5 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2} \cdot (1 - 1,64 \cdot 0,12) = 9628,36 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}.$$

В соответствии с СП 295.1325800.2017 расчетное значение сопротивления растяжению следует принимать равным:

$$R_s = \frac{\gamma_{f1} \cdot R_{sn}}{\gamma_f},$$

где $\gamma_{f1} = 0,8$ – коэффициент, учитывающий условия эксплуатации конструкции (принято как для внутренних помещений);

$\gamma_f = 1,5$ – коэффициент надежности по материалу из условия обеспечения доверительной вероятности не менее 0,997 при коэффициенте вариации $0,1 < \vartheta \leq 0,15$.

$$R_s = \frac{0,8 \cdot 9628,36}{1,5} = 5135,13 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}.$$

Тогда прочность нормальных сечений для балки с одиночным армированием равна:

$$R = R_s \cdot A_s (h_0 - 0,5x);$$

$$x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b} = \frac{5135,13 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2} \cdot 0,2041 \text{ см}^2}{164,52 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2} \cdot 12 \text{ см}} = 0,53 \text{ см};$$

$$R = 5135,13 \cdot 0,2041 (12,5 - 0,5 \cdot 0,53) = 12\,822,79 \text{ кг} \cdot \text{см}.$$

Результаты оценки надежности по расчетным прочностным параметрам представлены в таблице 5.6.

Таблица 5.6 – Оценка надежности изгибаемого элемента из условия прочности нормальных сечений по расчетным прочностным параметрам

№ п/п	Параметры	R_s	A_s	h_0	b	R_b	F	L
1	Единица измерения	кг/см ²	см ²	см	см	кг/см ²	кг	см
2	Средние значения, m	5135,13	0,2041	12,5	12	164,52	396*	90
3	Коэффициент вариации, ν	0,12	0,05	0,05	0,04	0,13	0,2	0,04
4	Среднеквадратическое отклонение, S	616,22	0,010	0,625	0,48	21,39	79,2	3,6
5	Отклонение S' от M и R	3452,1	1438,3	1529,2	36,31	118,03	2376	475,2
6	$\frac{S'}{M(R)}$, %	11,74	4,89	5,10	0,0868	0,282	20	4

Примечание: * – предпоследняя ступень нагружения экспериментальной балки.

По формулам 5.24 и значениям параметров, приведенных в таблице 5.6, определим значения S' , \bar{R} , \bar{M} , S_M^2 , S_R^2 и по формуле 5.20 индекс надежности β :

$\bar{R} = 12\,822,79$ кг см; $\bar{M} = 11\,880$ кг см; $S_R^2 = 3\,090\,023,65$ (кг см)²; $S_M^2 = 5\,645\,376$ (кг · см)²:

$$\beta_p = \frac{\bar{R} - \bar{M}}{\sqrt{S_M^2 + S_R^2}} = \frac{12822,79 - 11\,880}{\sqrt{5871191,04 + 3090023,65}} = 0,31.$$

Применив расчетные прочностные параметры материалов при действии постоянной экспериментальной нагрузки, индекс надежности уменьшился на 91,5 %.

Для обеспечения требуемой надежности ($\beta = 3,8$) необходимо ввести ограничения по нагрузке F . При нагрузке $F = 170$ кг ,

$$\beta_p = \frac{\bar{R} - \bar{M}}{\sqrt{S_M^2 + S_R^2}} = \frac{12822,79 - 5100}{\sqrt{1040400 + 3090023,65}} = 3,79 \leq \beta_n = 3,8.$$

Анализ значений эксплуатационной надежности показал, что снижение прочностных параметров материалов от средних до расчетных дает запас прочности по нагрузке в $\frac{396\text{кг} - 170\text{кг}}{396\text{кг}} \cdot 100 = 57$ %.

Для оценки влияния агрессивной среды на надежность изгибаемого элемента рассмотрим первую модель деградации (рисунок 5.11), для которой деградационная функция представлена функцией 5.26.

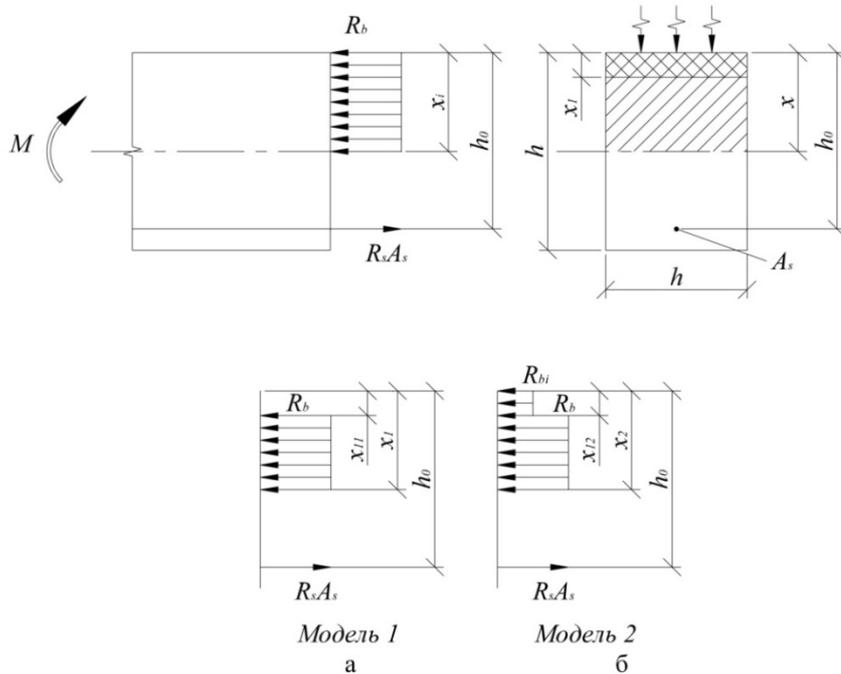


Рисунок 5.11 – К расчету изгибаемого элемента

$$M_{u1} = M_{u0} D(M_1) = M_{u0} \left[1 - \frac{\xi_{11}}{1 - 0,5 \bar{\xi}_0} \right], \quad (5.26)$$

где M_{u1} – моменты воспринимаемые материалом нормального сечения балки для первой модели деградации;

$\bar{M}_{u0} = \bar{R}$ момент определяемый по формуле (5.24);

$\xi_{11} = \frac{a_1}{h_0}$ – относительная высота зоны деградации, $\bar{\xi}_0 = \frac{R_s A_s}{R_b b h_0}$ – относительная высота полного сечения.

В формуле (5.26) в качестве случайных величин приняты: R_s ; A_s ; b ; R_b ; h_0 ; a_1 . Рассчитанные числовые характеристики случайных величин приведены в таблице 5.7:

$$M_{u1} = M_{u0} D(M_1) = R_s A_s h_0 - \frac{1}{2} \cdot \frac{R_s^2 A_s^2}{R_b b} \cdot \left[1 - \frac{\xi_{11}}{1 - 0,5 \bar{\xi}_0} \right];$$

$$M_{u0} = \bar{R} = R_s A_s h_0 - \frac{1}{2} \cdot \frac{R_s^2 A_s^2}{R_b b} = 29\,675,13 \text{ кг} \cdot \text{см};$$

$$\xi_{11} = \frac{a_1}{h_0} = \frac{0,5}{12,5} = 0,04; \quad \bar{\xi}_0 = \frac{R_s A_s}{R_b b h_0} = \frac{11987,5 \cdot 0,2041}{274,7 \cdot 12 \cdot 12,5} = 0,059;$$

$$\overline{M}_{u1} = M_{u0} \left[1 - \frac{\xi_{11}}{1-0,5\xi_0} \right] = 29675,13 \cdot \left[1 - \frac{0,04}{1-0,5 \cdot 0,059} \right] = 28428,77 \text{ кг} \cdot \text{см.}$$

$$\overline{M} = \frac{1}{3} \cdot L \cdot F = 30 \cdot 396 = 11\,880 \text{ кг} \cdot \text{см};$$

$$M_{u1} = M_{u0} D(M_1) = M_{u0} \left(1 - \frac{\xi_{11}}{1-0,5\xi_0} \right) = \left(R_s A_s h_0 - \frac{1}{2} \cdot \frac{R_s^2 A_s^2}{R_b b} \right) \cdot \left(1 - \frac{\frac{a_1}{h_0}}{1-0,5 \cdot \frac{R_s A_s}{R_b b h_0}} \right);$$

$$S'_{R_s} = \frac{\partial M_{u1}}{\partial R_s} \cdot S_{R_s} = \left(A_s \cdot h_0 - \frac{R_s A_s^2}{R_b b} \right) \cdot \left(1 - \frac{\frac{a_1}{h_0}}{1-0,5 \cdot \frac{R_s A_s}{R_b b h_0}} \right) + \left(R_s A_s h_0 - \frac{1}{2} \cdot \frac{R_s^2 A_s^2}{R_b b} \right) \cdot \left(-\frac{0,5 \cdot a_1 A_s}{h_0^2 R_b b \cdot \left(1-0,5 \cdot \frac{R_s A_s}{R_b b h_0} \right)^2} \right) \cdot S_{R_s} = (2,39 \cdot 0,958) + (29675,1 \cdot 1,05 \cdot 10^{-7}) \cdot 1438,55 = 3305,26;$$

$$S'_{A_s} = \frac{\partial M_{u1}}{\partial A_s} \cdot S_{A_s} = \left(R_s \cdot h_0 - \frac{A_s R_s^2}{R_b b} \right) \cdot \left(1 - \frac{\frac{a_1}{h_0}}{1-0,5 \cdot \frac{R_s A_s}{R_b b h_0}} \right) + \left(R_s A_s h_0 - \frac{1}{2} \cdot \frac{R_s^2 A_s^2}{R_b b} \right) \cdot \left(-\frac{0,5 \cdot a_1 R_s}{h_0^2 R_b b \cdot \left(1-0,5 \cdot \frac{R_s A_s}{R_b b h_0} \right)^2} \right) \cdot S_{A_s} = (140946 \cdot 0,958) + (29675,1 \cdot 0,00617) \cdot 0,01021 = 1380,93;$$

$$S'_{R_b} = \frac{\partial M_{u1}}{\partial R_b} \cdot S_{R_b} = \left(0 + \frac{1}{2} \cdot \frac{R_s^2 A_s^2}{R_b^2 b} \right) \cdot \left(1 - \frac{\frac{a_1}{h_0}}{1-0,5 \cdot \frac{R_s A_s}{R_b b h_0}} \right) + \left(R_s A_s h_0 - \frac{1}{2} \cdot \frac{R_s^2 A_s^2}{R_b b} \right) \cdot \left(\frac{0,5 \cdot a_1 R_s A_s}{h_0^2 R_b^2 b \cdot \left(1-0,5 \cdot \frac{R_s A_s}{R_b b h_0} \right)^2} \right) \cdot S_{R_b} = ((3,305 \cdot 0,958) + (29675,1 \cdot 4,59 \cdot 10^{-6})) \cdot 35,711 = 118,03;$$

$$S'_{a_1} = \frac{\partial M_{u1}}{\partial a_1} \cdot S_{a_1} = \left(R_s A_s h_0 - \frac{1}{2} \cdot \frac{R_s^2 A_s^2}{R_b b} \right) \cdot \left((-1) \cdot \left(\frac{1}{h_0 \cdot \left(1-0,5 \cdot \frac{R_s A_s}{R_b b h_0} \right)} \right) \right) \cdot S_{a_1} = 29675,1 \cdot (-0,082) \cdot 0,015 = -36,7;$$

$$S'_{h_0} = \frac{\partial M_{u1}}{\partial h_0} \cdot S_{h_0} = R_s A_s \cdot \left(1 - \frac{\frac{a_1}{h_0}}{1-0,5 \cdot \frac{R_s A_s}{R_b b h_0}} \right) + \left(R_s A_s h_0 - \frac{1}{2} \cdot \frac{R_s^2 A_s^2}{R_b b} \right) \cdot \left((-1) \cdot \frac{a_1 R_b b}{(R_b b h_0 - 0,5 R_s A_s)^2} \right) \cdot S_{h_0} = (2345,78 + (29675,13 \cdot -1,03 \cdot 10^{-6})) \cdot 0,625 = 1466,09;$$

$$S'_b = \frac{\partial M_{u1}}{\partial b} \cdot S_b = \frac{1}{2} \cdot \frac{R_s^2 A_s^2}{R_b b^2} \cdot \left(1 - \frac{\frac{a_1}{h_0}}{1-0,5 \cdot \frac{R_s A_s}{R_b b h_0}} \right) + \left(R_s A_s h_0 - \frac{1}{2} \cdot \frac{R_s^2 A_s^2}{R_b b} \right) \cdot \left(\frac{0,5 a_1 R_s A_s}{h_0^2 R_b b^2 \cdot \left(1-0,5 \cdot \frac{R_s A_s}{R_b b h_0} \right)^2} \right) \cdot S_b = ((75,66 \cdot 0,958) + (29675,13 \cdot 0,000105)) \cdot 0,48 = 36,31.$$

Таблица 5.7 – Оценка надежности изгибаемого элемента из условия прочности нормальных сечений по первой модели деградации

№ п/п	Параметры	R_s	A_s	h_0	b	R_b	F	L	a_1
1	Единица измерения	кг/см ²	см ²	см	см	кг/см ²	кг	см	см
2	Средние значения, m	11987,5	0,2041	12,5	12	274,7	396*	90	0,5
3	Коэфф. вариации, ν	0,12	0,05	0,05	0,04	0,13	0,2	0,04	0,03
4	Среднеквадратическое отклонение, S	1438,5	0,010	0,625	0,48	35,711	79,2	3,6	0,015
5	Отклонение S' от M и R	3305,26	1380,93	1466,09	36,31	118,03	2376	475,2	-36,7
6	$\frac{S'}{M(R)}$, %	11,63	4,86	5,16	0,13	0,42	20	4	0,13

Примечание: * – предпоследняя ступень нагружения экспериментальной балки.

$$S_M^2 = 2376^2 + 475,2^2 = 5871191 \text{ (кг} \cdot \text{см)}^2;$$

$$S_{Mu1}^2 = 3305,26^2 + 1380,93^2 + 1466,09^2 + 36,31^2 + 118,03^2 + (-36,7)^2 = 14\,997\,772 \text{ (кг} \cdot \text{см)}^2$$

Тогда индекс надежности по первой модели деградации составит:

$$\beta_1 = \frac{\overline{M_{u1}} - \overline{M}}{\sqrt{S_M^2 + S_{Mu1}^2}} = \frac{28428,77 - 11880}{\sqrt{5871191 + 14997772}} = 3,62.$$

Глубинный показатель a определим на основе уравнения переноса массы вещества Фика и уравнения сорбции Лангмюра, которое описывает зависимость процесса накопления вещества $a = 0,1\sqrt{D \cdot t}$; $D = \frac{kR^2}{t_{0,5}}$.

Так как глубинный показатель равен $a = 0,5 \text{ см} = 0,005 \text{ м}$ то, принимая по экспериментальным данным коэффициент диффузии $0,2 \cdot 10^{-6} \frac{\text{м}^2}{\text{час}}$, можем рассчитать время эксплуатации при $\beta_1 \geq 3,62$:

$$t = \frac{0,005^2}{0,01 \cdot 0,2 \cdot 10^{-6}} = \frac{0,00005}{0,000000002} = 2500 \text{ ч} = 2,85 \text{ года}.$$

Применяя предложенный метод, можно решить задачу прогнозирования ресурса конструкции, определения ее конструктивных параметров из условия обеспечения нормативного индекса надежности $\beta_1 \geq 3,62$ при заданном сроке нормальной эксплуатации.

ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 5

1. Экспериментальными данными установлено, что деградационные модели адекватно отражают особенности совместной работы цементных бетонов и композитной арматуры, работающих в условиях действия агрессивных сред, и дают возможность оценивать остаточный ресурс изгибаемых элементов по прочности нормальных и наклонных сечений.

2. Сформированная расчетная модель на основе метода предельных состояний и фундаментальных законов химии и физики, описывающая кинетику взаимодействия агрессивной среды с материалом конструкции, обеспечивает преимущество расчетных методов при условии достоверного определения глубинного показателя и коэффициента химического сопротивления.

3. Разработанные методы определения параметров химического сопротивления дают возможность повысить достоверность определения основных параметров модели деградации: глубинного показателя; коэффициента химического сопротивления; коэффициента диффузии.

4. Выполнен анализ надежности конструкционного элемента, основанный на вероятностных моделях прогнозирования срока службы конструкции

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Итоги выполненного исследования

1. В результате анализа отечественной и зарубежной литературы по применению композитной арматуры в строительной практике установлено, что применение стеклопластиковых армирующих элементов показало их высокую эффективность при работе конструкций в условиях действия агрессивных сред. Замена стальной арматуры на композитную в армобетонных строительных конструкциях сдерживается их низкой температурной устойчивостью, а также пониженной жесткостью армирующих элементов на полимерной основе. Метод экспериментального определения расчетных характеристик прочности при сжатии, растяжении, модуля упругости композитной арматуры достаточно сложен и не обеспечивает гарантированной надежности.

2. Механические свойства композитной арматуры (модуль упругости, пределы прочности при сжатии и растяжении) предлагается определять путем испытания на продольный изгиб. Предлагаемый метод отличается хорошей статистической воспроизводимостью данных, а также возможностью проводить испытания в условиях действия агрессивных сред.

3. Разработаны составы эпоксидных композитов для армирующих элементов с повышенными значениями температурной устойчивости (до 80 °С) и повышенным значением модуля упругости (в 1,5 раза).

4. В результате экспериментальных исследований по прочности, жесткости и трещиностойкости изгибаемых бетонных балок, армированных стеклопластиковыми арматурными стержнями, выявлены два основных вида разрушения: по нормальным сечениям в результате разрыва рабочей растянутой арматуры; по наклонным сечениям с раздроблением бетона сжатой зоны. Разрушение по нормальным сечениям происходит в результате разрыва арматуры при низких коэффициентах армирования ($\mu = 0,12 \%$). С увеличением коэффициента армирования до 0,49 % разрушение происходит по наклонной трещине.

5. Экспериментально установлено, что изгибаемые элементы с композитной стеклопластиковой арматурой имеют повышенную деформативность. Анализ полученных данных позволяет рекомендовать композитную арматуру для армирования бетонных конструкций, к которым не предъявляются жесткие требования по прогибам, трещиностойкости и огнестойкости.

6. Выполнен анализ экспериментальных диаграмм деформирования бетона при сжатии, полученных в условиях скоростной записи значений усилий и деформаций, показавший, что процесс разрушения является дискретным, описывается фрактальной линией, представленной микромасштабными дискретными диаграммами деформирования, которые, вероятно, соответствуют разрушению структурного элемента.

7. Разработаны модели деградации изгибаемых элементов из цементного бетона, армированных композитной стеклопластиковой арматурой, позволяющие прогнозировать изменения несущей способности, и возрастания прогибов в условиях действия агрессивных сред.

Рекомендации, перспективы дальнейшей разработки темы

Для увеличения экономической эффективности применения композитных стержней необходимо провести исследование работы изгибаемых элементов: с предварительно напряженной композитной арматурой; с комбинированным армированием элементов и внешним эпоксидным покрытием при действии сильноагрессивных сред.

Для более точной оценки напряженно-деформированного состояния конструкций с учетом физической и геометрической нелинейности необходимо внедрить в российские расчетные программные комплексы аналитические зависимости напряжений от деформаций цементного бетона, предложенные отечественными учеными, которые откроют новые возможности при проектировании и детальном анализе работы конструктивных элементов, а также модели деградации прочности нормальных и наклонных сечений, позволяющие прогнозировать проектный и остаточный ресурс конструкций в зависимости от длительности действия среды и степени ее агрессивности.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Алимов М. Ф. Определение механических характеристик и свойств композитных арматурных стержней методом продольного изгиба / М. Ф. Алимов, В. П. Селяев, И. Н. Шабает // Огарёв-Online. – 2014. – № S2 (40). – С. 6.
2. Анализ физических характеристик диаграмм деформирования цементных композитов при сжатии / В. П. Селяев, П. В. Селяев, М. Ф. Алимов, Е. Л. Кечуткина // Academia. Архитектура и стр-во. – 2016. – № 1. – С. 129–133.
3. Антаков А. Б. Экспериментальные исследования изгибаемых элементов с полимеркомпозитной арматурой / А. Б. Антаков, И. А. Антаков // Изв. КГСАУ. – 2014. – № 3 (29). – С. 7–14.
4. Баженов Ю. М. Технология бетона / Ю. М. Баженов. – М. : Изд-во АСВ, 2003. – 500 с.
5. Баженов Ю. М. Технология бетонных и железобетонных изделий / Ю. М. Баженов, А. Г. Комар : учеб. для вузов / Ю. М. Баженов – М. : Стройиздат, 1986. – 672 с.
6. Берг О. Я. Высокопрочный бетон / О. Я. Берг, Е. Н. Щербаков, Г. Н. Писанко. – М. : Стройиздат, 1971. – 208 с.
7. Болотин В. В. Методы теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений / В. В. Болотин. – М. : Стройиздат, 1982. – 351 с.
8. Бондаренко В. М. Инженерные методы нелинейной теории железобетона / В. М. Бондаренко, С. В. Бондаренко. – М. : Стройиздат, 1982. – 287 с.
9. Бондаренко В. М. К вопросу об оценке силового сопротивления железобетона повреждениям коррозионными воздействиями / В. М. Бондаренко, В. Н. Прохоров // Изв. вузов. Сер. Стр-во. – 1998. – № 3. – С. 30–41.
10. Бондаренко В. М. Расчетные модели силового сопротивления железобетона : монография / В. М. Бондаренко В. И. Колчунов. – М. : Изд-во АСВ, 2004. – 472 с.
11. Васильев А. А. Комплексный метод оценки и прогнозирования технического состояния железобетонных конструкций, эксплуатирующихся в

воздушных средах / А. А. Васильев // Вестн. Беларус.-Рос. ун-та.– 2009. – № 1. – С. 101–112.

12. Вильдавский Ю. М. Исследование физико-механических свойств стеклопластиковой арматуры и некоторых особенностей ее работы в изгибаемых бетонных элементах: автореф. дис. ... канд. техн. наук / Ю. М. Вильдавский. – М., 1969. – 21 с.

13. Влияние вида функциональной зависимости « $\sigma - \varepsilon$ » на расчетные прогибы пластины / В. П. Селяев, Е. В. Сорокин, П. В. Селяев, М. Ф. Алимов // Регион. архитектура и стр-во. – 2018. – № 2 (35). – С. 17–25.

14. Влияние химического состава воды на прочность цементного камня, наполненного природными цеолитами / В. П. Селяев, А. А. Седова, Л. И. Куприяшкина [и др.] // Изв. высш. учеб. заведений. Стр-во. – 2018. – № 3 (711). – С. 34–42.

15. Влияние щелочной среды бетона на эпоксидные связующие и полимеркомпозитную арматуру / В. Г. Хозин, Е. С. Зыкова, В. Х. Фахрутдинова, А. Р. Гиздатуллин // Строит. материалы. – 2015.– № 1. – С. 41–44.

16. Гарибов Б. Р. Прогнозирование долговечности железобетонных конструкций в агрессивных эксплуатационных средах / Б. Р. Гарибов // Пром. и гражд. стр-во. – 2008. – № 7. – С. 43–63.

17. Гвоздев А. А. Арматура из стеклопластиков для армирования конструкций / А. А. Гвоздев, И. Н. Никула // Бетон и железобетон. – 1960. – № 3. – С. 23–25.

18. Гвоздев А. А. Развитие теории железобетона в СССР / А. А. Гвоздев // Бетон и железобетон. – 1964. – № 8. – С. 14–16.

19. ГОСТ 10587–84. Смолы эпоксидно-диановые неотвержденные. – М. : Изд-во стандартов, 1989. – 18 с.

20. ГОСТ 12020–2018. Пластмассы. Методы определения стойкости к действию химических сред. – М. : Стандартиформ, 2018. – 23 с.

21. ГОСТ 22690–2015. Бетоны. Определение прочности механическими методами неразрушающего контроля. – М. : Стандартиформ, 2019. – 20 с.

22. ГОСТ 25.604–82. Расчет и испытание на прочность. Методы механических испытаний композиционных материалов с полимерной матрицей (композитов). Метод испытания на изгиб при нормальной, повышенной и пониженной температурах. – М. : Стандаотинформ, 2005. – 7 с.

23. ГОСТ 27751–2014. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения. – (Переизд.). – М. : Стандартинформ, 2019. – 16 с.

24. ГОСТ 31938–2012. Арматура композитная полимерная для армирования бетонных конструкций. – М. : Стандартинформ, 2014. – 14 с.

25. ГОСТ 32492–2013. Арматура композитная полимерная для армирования бетонных конструкций. Методы определения физико-механических характеристик. – М. : Стандартинформ, 2014. – 16 с.

26. ГОСТ 33344–2015. Профили пултрузионные конструкционные из полимерных композитов. Общие технические условия. – М. : Стандартинформ, 2016. – 31 с.

27. ГОСТ 5781–82. Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций. Технические условия. – М. : Стандартинформ, 2009. – 10 с.

28. ГОСТ 8829–94. Изделия строительные железобетонные и бетонные заводского изготовления. Методы испытаний нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости. – М. : Стандартинформ, 2019. – 16 с.

29. Гузеев Е. А. Интегральный метод оценки напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов в случае воздействия агрессивной среды и силовой нагрузки / Е. А. Гузеев, В. М. Бондаренко, Н. В. Савицкий // Тр. НИИЖБ. – М. : Стройиздат, 1984. – С. 20–27.

30. Гузеев Е. А. Основы расчета и проектирования железобетонных конструкций повышенной стойкости в коррозионных средах : автореф. дис. ... д-ра. техн. наук / Е. А. Гузеев. – М., 1981. – 49 с.

31. Гусев Б. В. Прочность и долговечность композиционных материалов, типа бетонов / Б. В. Гусев // Вест. КИГИТ. – 2012. – № 12–3 (30). – С. 6.

32. Гуца Ю. П. Расчет деформаций на всех стадиях при кратковременном и длительном нагружениях / Ю. П. Гуца, Л. Л. Лемыш // Бетон и железобетон. – 1985. – № 11. – С. 21–23.

33. Дифференцированный анализ диаграмм деформирования бетона при сжатии / В. П. Селяев, М. Ф. Алимов, П. В. Селяев, И. Н. Шабаев // Регион. архитектура и стр-во. – 2019. – № 2 (39). – С. 63–71.

34. Залесов А. С. Учет физической нелинейности при расчете железобетонных монолитных конструкций высотных зданий / А. С. Залесов, Т. А. Мухамедиев, Е. А. Чистяков // Строит. механика и расчет сооружений. – 2005. – № 1. – С. 4–8.

35. Испытания упругих стержней методом продольного изгиба / В. Ф. Савин, А. Н. Блазнов, О. В. Старцев [и др.]. – Барнаул : Изд-во Алт. гос. ун-та, 2009.

36. Исследование бетонных конструкций из базальтовых волокон / В. И. Римшин, М. М. Батдалов, Ю. О. Кустикова [и др.] // Сборник тезисов докладов XXIX итоговой научно-технической конференции преподавателей, сотрудников, аспирантов и студентов ДГТУ. Технические науки. – Махачкала 2008. – С. 251–252.

37. Исследование свойств волокнистых композитов методом продольного изгиба / В. П. Селяев, П. В. Селяев, М. Ф. Алимов, И. Н. Шабаев // Регион. архитектура и стр-во. – 2014. – № 2. – С. 5–15.

38. Исследование свойств волокнистых композитов на основе композитного связующего / В. П. Селяев, П. В. Селяев, М. Ф. Алимов [и др.] // ТестМат-2014 : сб. докл. IV Всерос. конф. по испытаниям и исслед. свойств материалов / ФГУП ВИАМ. – Геленджик, 2014. – С. 11.

39. Исследование свойств эпоксидной матрицы для композитной арматуры / В. П. Селяев, П. В. Селяев, М. Ф. Алимов, И. Н. Шабаев // Регион. архитектура и стр-во. – 2015. – № 2 (23). – С. 5–15.

40. Коновалов А. А. Оценка срока службы зданий и сооружений в период эксплуатации / А. А. Коновалов // Науч. вестн. Воронеж. гос. архитектурно-строит. ун-та. Стр-во и архитектура. – 2011. – № 2. – С. 9–15.

41. Кудзис А. П. Оценка надежности железобетонных конструкций / А. П. Кудзис. – Вильнюс : Мокслас, 1985. – 156 с.
42. Леонович С. Н. Железобетон в условиях хлоридной коррозии: деформирование и разрушение / С. Н. Леонович, А. В. Прасол // Строит. материалы. – 2013. – № 5. – С. 94–96.
43. Литвинов Р. Г. К вопросу о стойкости и долговечности стеклопластиковой арматуры / Р. Г. Литвинов, Н. М. Погорелов // Эффективные виды арматуры для железобетонных конструкций. – М. : Стройиздат. – 1970.
44. Литвинов Р. Г. Ленточная арматура периодического профиля из стеклопластика для предварительно напряженных армобетонных конструкций // Новые виды арматуры. – М. : Изд-во лит. по стр-ву, 1964. – С. 111–129.
45. Литвинов Р. Г. Прочность предварительно напряженных стеклопластбетонных изгибаемых элементов / Р. Г. Литвинов. – Юж.-Урал. кн. изд-во, 1967. – 161 с.
46. Луговой А. Н. Исследование механических характеристик однонаправленно армированного стеклопластика методом продольного изгиба : дис. ... канд. техн. наук / А. Н. Луговой. – Барнаул, 2005. – 154 с.
47. Метод определения механических характеристик композиционных материалов продольным изгибом. / В. Ф. Савин, Ю. П. Волков, В. В. Гаврилов [и др.] // Сборник докладов IX Международной научной конференции по гидроавиации «Гидроавиасалон-2012», 7-8 Сент. – М. : – ч. 2. – С. 233–243.
48. Мирсаяпов И. Т. Выносливость железобетонных конструкций при действии поперечных сил : дис. ... д-ра. техн. наук / И. Т. Мирсаяпов. – Казань, – 2009. – 354 с.
49. Михайлов К. В. Исследование особенностей работы изгибаемых элементов со стеклопластиковой арматурой / К. В. Михайлов, Ю. М. Вильдавский // Эффективные виды арматуры для железобетонных конструкций. – М. : Стройиздат, 1970.
50. Михайлов К. В. Исследования релаксации и ползучести стеклопластиковой арматуры / К. В. Михайлов, Ю. М. Вильдавский // Новые виды эффективной

стальной и стеклопластиковой арматуры для железобетонных и армированных бетонных конструкций. – М. : Стройиздат, 1966. – С. 177–192.

51. Михайлов К. В. О величине коэффициента условия работы высокопрочной напрягаемой арматуры / К. В. Михайлов // Бетон и железобетон. – 1966. – № 4. – С. 22–23.

52. Михайлов К. В. Перспективы применения неметаллической арматуры в преднапряженных бетонных конструкциях / К. В. Михайлов // Бетон и железобетон. – 2003. – № 5. – С. 29–30.

53. Морозов В. И. Анализ напряженно-деформированного состояния двухпролетных железобетонных балок, усиленных композитными материалами по наклонному сечению, с учетом нелинейности / В. И. Морозов, А. В. Юшин // Современ. проблемы науки и образования. – 2014. – № 5. – С. 273.

54. Мощанский Н. А. Прочность и стойкость бетона / Н. А. Мощанский. – М. : Госстройиздат, 1951. – 175 с.

55. Мэттьюз Ф. Композитные материалы. Механика и технология / Ф. Мэттьюз, Р. Ролингс – М. : Техносфера, 2004. – 408 с.

56. Об экспериментах по определению совместной работы полимеркомпозитной арматуры и цементного бетона / А. Р. Гиздатуллин, В. Г. Хозин, А. А. Пискунов, А. Н. Куклин // Инженер. сооружения. / 2013. – № 1. – С. 40–44.

57. Овчинников И. Г. Прочность и долговечность железобетонных конструкций в условиях сульфатной агрессии / И. Г. Овчинников, Р. Р. Инамов, Р. Б. Гарибов. – Саратов : Изд-во Саратов. ун-та, 2001. – 163 с.

58. Овчинников И. Г. Расчет элементов конструкций с наведенной неоднородностью при различных схемах воздействия хлоридсодержащих сред / И. Г. Овчинников, Н. С. Дядькин. – Саратов : Изд-во Саратов. ун-та, 2003. – 220 с.

59. Одноосноориентированные армированные пластики: анализ состояния, проблемы и перспективы развития / В. Г. Хозин, И. А. Старовойтова, А. М. Сулейманов [и др.] // Изв. КГАСУ. – 2012. – № 4 (22). – С. 332–339.

60. Опыт применения полимеркомпозитной арматуры при строительстве бетонных аэродромных покрытий в аэропортовом комплексе г. Казань / Е. А. Вдовин, В. Г. Хозин, О. Н. Ильина [и др.] // Инновационные материалы, технологии и оборудование для строительства современных транспортных сооружений : сб. докл. Междунар. науч.-практ. конф. – Белгород, 2013. – С. 86 – 90.

61. Особенности испытаний и характер разрушения полимеркомпозитной арматуры / А. Р. Гиздатуллин, В. Г. Хозин, А. Н. Куклин, А. М. Хуснутдинов // Инженерно-строит. журн. [СПб.]. – 2014. – № 3 (47). – С 40–47.

62. Оценка надежности железобетонных изгибаемых элементов, работающих в условиях действия агрессивных сред / В. П. Селяев, П. В. Селяев, М. Ф. Алимов, А. О. Горенков // Регион. архитектура и стр-во. – 2018. – № 4 (37). – С. 103–108.

63. Оценка остаточного ресурса железобетонных изгибаемых элементов, подверженных действию хлоридной коррозии / В. П. Селяев, П. В. Селяев, М. Ф. Алимов, Е. В. Сорокин // Стр-во и реконструкция. – 2017. – № 6 (74). – С. 49–58.

64. Оценка ресурса железобетонного изгибаемого элемента, подверженного действию хлоридной коррозии, по прочности наклонного сечения / В. П. Селяев, П. В. Селяев, М. Ф. Алимов [и др.] // Регион. архитектура и стр-во. – 2018. – № 3 (36). – С. 104–115.

65. Пат. 2287646 Российская Федерация, МКП E04C 5/07. Технологическая линия для изготовления композитной арматуры / С. В. Шахов, В. В. Беленчук, П. В. Буторин [и др.]. – № 2005107866/03 ; заявл. 21.03.2005 ; опубл. 20.11.2006. – 9 с.

66. Пат. на полезную модель 150463 Российская Федерация, МПК: E04C5/07. Арматура композитная / В. П. Селяев, Т. А. Низина, Д. Р. Низин, М. Ф. Алимов, И. Н. Шабаев; заявитель и патентообладатель Нац. исслед. Мордов. гос. ун-т им. Н. П. Огарева. – № 2014131171/03 ; регистрация 28.07.2014. – 5 с.

67. Перспективы использования неметаллической композитной арматуры в строительстве / В. Ф. Степанова, Г. М. Красовская, Р. С. Зюзин, С. В. Шахов // Коррозия: материалы, защита. – М., 2009. – № 4. – С. 14–17.

68. Петров В. А. Физические основы прогнозирования долговечности конструкционных материалов / В. А. Петров, А. Я. Башкарев, В. И. Веггегрень. – СПб. : Политехника, 1993. – 475 с.

69. Петров В. В. Методы расчета балок, пластин и призматических оболочек из нелинейно-деформируемого материала : учеб. пособие / В. В. Петров, И. В. Кривошеин, П. В. Селяев. – Саранск : Изд-во Мордов. гос. ун-та, 2009. – 164 с.

70. Петров В. В. Расчет элементов конструкций, взаимодействующих с агрессивной средой : монография / В. В. Петров, И. Г. Овчинников, Ю. М. Шихов. – Саратов : Изд-во Сарат. ун-та, 1987. – 228 с.

71. Пирадов К. А. Физико-механические основы долговечности бетона и железобетона / К. А. Пирадов, Е. А. Гузеев // Бетон и железобетон – 1998. – № 1–2. – С. 25–26.

72. Полимерные покрытия для бетонных и железобетонных конструкций / В. П. Селяев, Ю. М. Баженов, Ю. А. Соколова [и др.] – Саранск : СВМО, 2010. – 224 с.

73. Попеско А. И. Работоспособность инженерных конструкций, подверженных коррозии / А. И. Попеско. – СПб. : СПбГАСУ, 1996. – 182 с.

74. Потапов Ю. Б. Композиционные строительные конструкции / Ю. Б. Потапов, В. П. Селяев, Б. М. Люпаев. – М. : Стройиздат, 1984. – 99 с.

75. Потапов Ю. Б. Полимерные покрытия для железобетонных конструкций / Ю. Б. Потапов, В. И. Соломатов, В. П. Селяев. – М. : Стройиздат, 1973. – 129 с.

76. Применение эпоксидных покрытий для защиты от коррозии / В. П. Селяев, В. И. Соломатов, Ю. Б. Потапов, Г. Ф. Смирнова // Техника защиты от коррозии. Сер. 4. – 1969. – Вып. 3 (56). – С. 20–23.

77. Прогнозирование долговечности железобетонных изгибаемых элементов методом деградационных функций / В. П. Селяев, П. В. Селяев, Е. В. Сорокин, Е. Л. Кечуткина // Жилищ. стр-во. – 2014. – № 12. – С. 8–19.

78. Прогнозирование долговечности железобетонных конструкций с учетом сульфатной коррозии бетона / В. П. Селяев, В. А. Неверов, П. В. Селяев [и др.] // Инженерно-строит. журн. – 2014. – № 1. – С. 41–53.

79. Пухонто Л. М. Долговечность железобетонных конструкций инженерных сооружений / Л. М. Пухонто. – М., 2004. – 423 с.

80. Работа балок, армированных композитной стеклопластиковой арматурой / В. П. Селяев, М. Ф. Алимов, Р. Н. Парамонов [и др.] // Регион. архитектура и стр-во. – 2013. – № 3. – С. 67–73.

81. Разрушение бетона и его долговечность / Е. А. Гузеев, С. П. Леонович, А. Ф. Милованов [и др.] – Минск : Тыздзень, 1997. – 170 с.

82. Рахимбаев Ш. М. Прогнозирование долговечности строительных материалов по единичному сроку испытаний / Ш. М. Рахимбаев, Н. М. Авершина // Строит. материалы. – 1994. – № 4. – С. 17.

83. Рейзер В. Д. Методы теории надежности в задачах нормирования расчетных параметров строительных конструкций / В. Д. Рейзер. – М. : Стройиздат, 1986. – 180 с.

84. Рекомендации по расчету конструкций со стеклопластиковой арматурой. Р-16–78. – М. : НИИЖБ, 1978. – 20 с.

85. Ржаницын А. Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность / А. Р. Ржаницын. – М. : Стройиздат, 1978. – 239 с.

86. Селяев В. П. Вероятностная оценка долговечности железобетонных плит / В. П. Селяев, П. В. Селяев, Е. В. Сорокин // Наука: 21 век. – 2015. – № 1, 2. – С. 172–180.

87. Селяев В. П. Исследование влияния эпоксидных покрытий на трещиностойкость железобетонных изгибаемых элементов : автореф. дис. ... канд. техн. наук / В. П. Селяев. – М., 1973. – 24 с.

88. Селяев В. П. Исследование железобетонных балок с полимерными покрытиями / В. П. Селяев, Ю. Б. Потапов, Б. М. Люпаев // Применение полимерных смол в бетонных и железобетонных конструкциях : материалы Всесоюз. совещ. дек. 1971 г. – Вильнюс, 1971. – С. 84.

89. Селяев В. П. Оценка долговечности, остаточного ресурса железобетонных конструкций, подверженных действию жидких агрессивных сред / В. П. Селяев, П. В. Селяев, Е. В. Сорокин // Бетон и железобетон – взгляд в будущее : науч. тр.

III Всерос. (II Междунар.) конф. по бетону и железобетону, Москва, 12–16 мая 2014 г. Т. в 7 т. Т. 3. Арматура и система армирования. Фибробетон и армоцемент. Проблемы долговечности. – М. : МГСУ, 2014. – С. 399–415.

90. Селяев В. П. Прогнозирование долговечности железобетонных изгибаемых элементов вероятностными методами / В. П. Селяев, П. В. Селяев, А. О. Колдин // Изв. высш. учеб. заведений. Стр-во. – 2009. – № 6. – С. 91–95.

91. Селяев В. П. Прогнозирование ресурса железобетонных изгибаемых элементов, работающих в агрессивной среде, по первой стадии предельных состояний. Дефекты зданий и сооружений. Усиление строительных конструкций / В. П. Селяев, В. М. Бондаренко, П. В. Селяев // Сборник научных статей XX научно-методической конференции ВИТУ (29 марта 2016 г., ВИСИТ) АМГО (ВИТУ) – СПб., 2016. – С. 94–99.

92. Селяев В. П. Работа железобетона с эпоксидными покрытиями при действии статической и динамической нагрузок / В. П. Селяев // Материалы межвузовской конференции молодых ученых Волго-Вятского региона. Строит. секция. – Саранск, 1971. – С. 20–25.

93. Селяев В. П. Расчет долговечности железобетонных конструкций / В. П. Селяев // Вестн. Морд. ун-та. – 2008. – № 4. – С. 140–149.

94. Селяев В. П. Усиление и защита железобетонных ферм от коррозии / В. П. Селяев, Ю. Б. Потапов // Анतिकоррозионная защита строительных конструкций, трубопроводов и оборудования на предприятиях химической промышленности : тез. докл. науч.-техн. конф., г. Могилев, 15–17 окт. 1974 г. – Минск, 1974. – С. 24–26.

95. Селяев В. П. Усиление ферм с помощью армированных полимерных покрытий / В. П. Селяев, В. М. Вдовин // Информ. листок № 101–75 / Мордов. ЦНТИ. – Саранск, 1975. – С. 4.

96. Селяев П. В. Расчет долговечности призматических оболочек с учетом воздействия агрессивной среды : автореф. дис. ... канд. техн. наук / П. В. Селяев. – Орел, 2009. – 24 с.

97. Соломатов В. И. Полимерные композиционные материалы в строительстве / В. И. Соломатов, А. Н. Бобрышев, К. Г. Химмлер. – М. : Стройиздат, 1988. – 312 с.

98. Соломатов В. И. Теоретические основы деградации конструкционных пластмасс / В. И. Соломатов, В. П. Селяев // Изв. вузов. Стр-во и архитектура. – 1980. – № 12. – С.13–20.

99. Соломатов В. И. Химическое сопротивление композиционных строительных материалов / В. И. Соломатов, В. П. Селяев. – М. : Стройиздат, 1987. – 264 с.

100. Соломатов В. И. Химическое сопротивление материалов / В. И. Соломатов, В. П. Селяев, Ю. А. Соколова. – 2-е изд., перераб. и доп. – М. : РААСН, 2001. – 284 с.

101. СП 295.1325800.2017. Конструкции бетонные, армированные полимерной композитной арматурой. Правила проектирования. – М. : Стандартинформ, 2017. – 48 с.

102. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 (с изм. № 1). – М. : Стандартинформ, 2015. – 163 с.

103. Степанова В. Ф. Арматура композитная полимерная / В. Ф. Степанова, А. Ю. Степанов, Е. П. Жирков. – М., 2013. – 200 с.

104. Степанова В. Ф. Арматура неметаллическая композитная. Сборник технической информации / В. Ф. Степанова, Г. М. Красовская // Наука–московскому стр-ву. – 2008. – № 2.

105. Степанова В. Ф. Неметаллическая композитная арматура для бетонных конструкций / В. Ф. Степанова, А. Ю. Степанов // Пром. и гражд. стр-во. – 2013. – № 1. – С. 45–47.

106. Степанова В. Ф. Неметаллическая композитная арматура для зданий и дорожно-транспортных сооружений повышенной долговечности / В. Ф. Степанова // Коррозия: материалы, защита. – М., 2011. – № 8. – С. 18–19.

107. Стрелецкий Н. С. К вопросу учета долговечности в расчете конструкций / Н. С. Стрелецкий // Пром. стр-во. 1963. – № 9.
108. Стрелецкий Н. С. Разводные мосты. Основы проектирования и расчета / Н. С. Стрелецкий. – М.: Гостехиздат, 1924. – 312 с.
109. Сцепление полимеркомпозитной арматуры с цементным бетоном / В. Г. Хозин, А. А. Пискунов, А. Р. Гиздатуллин, А. Н. Куклин // Изв. КГАСУ. – 2013. – № 1. – С. 214–220.
110. ТУ 2296–001–60722703–2010. Арматура стеклопластиковая «Армастек». Технические условия. – 9 с.
111. ТУ 2413–357–00203447–99. Полиэтиленполиамины. Технические условия. – 25с.
112. Туманов А. Т. Современные композиционные материалы и технологические процессы получения деталей авиационной техники / А. Т. Туманов. – М. : ОНТИ, 1974. – 147 с.
113. Физические характеристики диаграмм деформирования цементных композитов при сжатии / В. П. Селяев, П. В. Селяев, М. Ф. Алимов, Е. Л. Кечуткина // Регион. архитектура и стр-во. –2016. – № 1 (26). – С. 29–37.
114. Фрактальные модели разрушения бетонов / В. П. Селяев, Л. И. Куприяшкина, В. А. Неверов, П. В. Селяев // Регион. архитектура и стр-во. – 2015. – № 1. – С. 11–22.
115. Фридман И. И. Прочность и деформации предварительно напряженных балок со стеклопластиковой арматурой при поперечном изгибе : автореф. дис. ... канд. техн. наук / И. И. Фридман. – М., 1980. – 161 с.
116. Фролов Н. П. Стеклопластиковая арматура и стеклопластбетонные конструкции / Н. П. Фролов. – М. : Стройиздат, 1980.
117. Фролов Н. П. Экспериментальные исследования образцов армобетонных балок, в растянутой зоне армированных стеклопластиковыми стержнями / Н. П. Фролов // Вестн. Белгор. гос. технол. ун-та им. В. Г. Шухова. – 2016. – № 2. – С. 46–50.

118. Фролов Н. П. Экспериментальные исследования образцов армобетонных балок с двухрядным расположением в растянутой зоне стержней стальной и стеклопластиковой арматуры / Н. П. Фролов, М. А. Полоз, Е. Г. Колесникова // Вест. Белгор. гос. технол. ун-та им. В. Г. Шухова. – 2016. – № 10. – С. 83–88.

119. Хоциалов Н. Ф. Запасы прочности / Н. Ф. Хоциалов // Строит. пром-сть – 1929. – № 10. – С. 840–844.

120. Цискрели Г. Д. Повышение трещиностойкости бетона путем поверхностного упрочнения / Г. Д. Цискрели, А. В. Лоладзе, А. С. Кубанейшвили // Материалы VI конференции по бетону и железобетону. – Рига : Стройиздат 1966. – С. 17–19.

121. Чирков В. П. Вероятностные методы расчета мостовых железобетонных конструкций / В. П. Чирков. – М. : Транспорт, 1980. – 134 с.

122. Чирков В. П. Основы теории расчета ресурса железобетонных конструкций / В. П. Чирков // Бетон и железобетон. – 1990. – № 10. – С. 15–17.

123. Чирков В. П. Прогнозирование сроков службы железобетонных конструкций: учеб. пособие / В. П. Чирков – М. : МИИТ, 1997. – 56 с.

124. Швидко Я. И. Математические методы планирования эксперимента при исследовании конструкционных свойств дисперсно-армированного полимербетона / Я. И. Швидко // Тр. МИИТ. – 1976. Вып. 529.

125. Шестоперов С. В. Долговечность бетона транспортных сооружений / С. В. Шестоперов. – М. : Транспорт, 1966. – 500 с.

126. ACI 440.1R-03, Guide for the Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bars / American Concrete Institute. – 2003. – 56 p.

127. ACI 440.1R-06, Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars / American Concrete Institute. – 2006. – 42 p.

128. ACI 440.4R-04, Prestressing Concrete Structures with FRP tendons. / American Concrete Institute. – 2004. – 67 p.

129. Brik V. B. Advanced Concept Concrete Using Basalt Fiber/BF Composite Rebar Reinforcement / V. B. Brik. – Washinton : Transportation Research Board, 2003.

130. Brik V. B. Performance Evaluation of 3-D Basalt Fiber Reinforced Concrete Basalt Rod Reinforced Concrete / V. B. Brik. – Washington : Transportation Research Board, 1998.
131. CAN/CSA-S6-00, Canadian High Bridge Design Code / Canadian Standards Association. – Toronto, 2000.
132. CAN/CSA-S806-02. Design and Construction of Building Components with Fiber Reinforced Polymers / Canadian Standards Association. – Toronto, Ontario, Canada, 2002. – 177 p.
133. Clarke J. L. O'Regan D. P. and Thirugnanenedran C., EUROCRETE Project, Modification of Design Rules to Incorporate Nonferrous, London, 1996.
134. CNR–DT 203/2006. Guide for the Design and Construction of Concrete Structures Reinforced with Fiber – Reinforced Polymer Bars / Advisory Committee on Technical Recommendations for Construction. – 2007. – 55 p.
135. European committee for standardization, European prestandard env. 1992.-1-1. Eurocode2: Design of concrete structures. Part 1. General rules and rules for bildings. CEN., Dec., 1991. – Brussels, 1991 – 253 p.
136. Fib bul. 55, ModelCode 2010. First complete draft. – Lausanne, Switzerland, 2010.
137. Fib bul. 40, FRP reinforcement in RC structures. Technical report TG9.3. – Lausanne, Switzerland, 2007.
138. Fico R. Limit states design of concrete structures reinforced with frp bars : PHD Thesis / University of Naples Federico II. 2007.
139. IstructE, Interim guidance on the design of reinforced concrete structures using fibre composite reinforcement – London, 1999.
140. JSCE, Recommendation for Design and Construction of Concrete Structures Using Continuous Fiber Reinforcing Materials. – Tokyo: Japan Society of Civil Engineers, 1997.
141. Maier M. Die Sicherheit der Bauwerke und ihre Berechnung nach Grenzkraften anstatt nach zulassigen Spannungen / M. Maier. – Berlin : Springer Verlag, 1926. – 73 p.

142. Weiss V. Spolupusobeni Krehkych hmot s laminety / V. Weiss // Stavebniaky casopis. № 3. – 1965. – p. 217–228.

143. Weiss V. The behaviour of concrete with reinforced plastics coating / V. Weiss Symposium RILEM. – Paris, 1967. – p. 254–261.

ПРИЛОЖЕНИЕ А

АКТЫ ВНЕДРЕНИЯ



УТВЕРЖДАЮ
Директор ООО «Волговятстрой»

А.В. Матросов

«19» Марта 2021 г.

АКТ ВНЕДРЕНИЯ

Мы, нижеподписавшиеся – представитель ООО «Волговятстрой» г. Саранск в лице директора А. В. Матросова и представители архитектурно-строительного факультета ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Мордовский государственный университет им. Н. П. Огарёва» в лице академика РААСН, доктора технических наук, профессора, заведующего кафедрой «Строительные конструкции» В. П. Селяева, соискателя М. Ф. Алимова составили настоящий акт о том, что на основании проведенных на кафедре строительных конструкций исследований по теме «Исследование совместной работы цементных бетонов и композитной арматуры в изгибаемых элементах, работающих в условии действия агрессивных сред» (научный руководитель доктор технических наук, профессор кафедры строительных конструкций В. П. Селяев, исполнитель – М. Ф. Алимов) для организации промышленного внедрения на ООО «Волговятстрой» переданы рекомендации по изготовлению и внедрению в производство пробной партии перемычек, армированных композитной стеклопластиковой арматурой по серии 1.038.-1 вып.1 «Перемычки брусковые для жилых и общественных зданий». По полученным рекомендациям изготовлены и смонтированы типовые перемычки с расчетной нагрузкой не более 7,85 кН/м при строительстве многоэтажного жилого дома, расположенного по ул. Серадзская г. Саранска.

Применение стеклопластиковой арматуры совместно с цементным бетоном позволяют увеличить срок службы, прочность и коррозионную стойкость конструкционного изделия.

Представитель ООО «Волговятстрой»

Директор

А. В. Матросов

**Представители ФГБОУ ВО «МГУ им.
Н.П. Огарёва»**

Зав. кафедрой «Строительные конструкции»
академик РААСН, д.т.н., профессор

В. П. Селяев

Соискатель

М. Ф. Алимов



УТВЕРЖДАЮ

Проректор по учебной работе

ФГБОУ ВО «МГУ им. Н.П. Огарёва»

Доктор филологических наук, доцент

А.Ю. Маслова

«23» апреля 2021 г.

СПРАВКА

**о внедрении результатов диссертационной работы Алимова М.Ф.
«Исследование совместной работы цементных бетонов и
композитной арматуры в изгибаемых элементах, работающих в условиях
действия агрессивных сред»**

Результаты диссертационной работы Алимова Марата Фатиховича на тему «Исследование совместной работы цементных бетонов и композитной арматуры в изгибаемых элементах, работающих в условиях действия агрессивных сред» используются в учебном процессе на архитектурно-строительном факультете Национального исследовательского Мордовского государственного университета им. Н.П. Огарёва при подготовке бакалавров, специалистов и магистров по направлению «Строительство» (профиль «Промышленное и гражданское строительство», «Городское строительство и хозяйство»).

Результаты теоретических и экспериментальных исследований совместной работы цементных бетонов и композитной арматуры в изгибаемых элементах, работающих в условиях действия агрессивных сред используются в программах преподавания лекционных, практических и лабораторных занятий по курсам: «Долговечность строительных конструкций, зданий и сооружений», «Железобетонные и каменные конструкции» для бакалавров и специалистов по направлению «Строительство».

Полученные в диссертационной работе Алимова М. Ф. результаты исследования включены в рабочие программы магистратуры по направлению подготовки 08.04.01 профиль подготовки «Фундаментальные основы прогнозирования и повышения надёжности, долговечности строительных материалов, конструкций зданий и сооружений» для следующих дисциплин: «Фундаментальные основы сопротивления материалов химическим и физическим воздействиям», «Долговечность строительных конструкций», «Расчет ограждающих конструкций».

Заведующий кафедрой «Строительные конструкции»
ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский
Мордовский государственный
университет им. Н.П. Огарёва»
академик РААСН, д-р техн. наук, профессор

В. П. Селяев

Председатель учебно-методического совета
архитектурно-строительного факультета
ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский
Мордовский государственный
университет им. Н.П. Огарёва»
канд. техн. наук, доцент

А. В. Дергунова



ПРИЛОЖЕНИЕ Б

ПАТЕНТ
на полезную модель

РОССИЙСКАЯ ФЕДЕРАЦИЯ

(19) **RU** (11) **150 463** (13) **U1**(51) МПК
E04C 5/07 (2006.01)ФЕДЕРАЛЬНАЯ СЛУЖБА
ПО ИНТЕЛЛЕКТУАЛЬНОЙ СОБСТВЕННОСТИ

(12) ОПИСАНИЕ ПОЛЕЗНОЙ МОДЕЛИ К ПАТЕНТУ

(21)(22) Заявка: 2014131171/03, 28.07.2014

(24) Дата начала отсчета срока действия патента:
28.07.2014

Приоритет(ы):

(22) Дата подачи заявки: 28.07.2014

(45) Опубликовано: 20.02.2015 Бюл. № 5

Адрес для переписки:

430005, Респ. Мордовия, г. Саранск, ул.
Большевикская, 68, ФГБОУ ВПО "МГУ им.
Н.П. Огарёва", отдел управления
интеллектуальной собственностью

(72) Автор(ы):

Селяев Владимир Павлович (RU),
Низина Татьяна Анатольевна (RU),
Низин Дмитрий Рудольфович (RU),
Алимов Марат Фатихович (RU),
Шабаетв Ильшат Наильевич (RU)

(73) Патентообладатель(и):

Федеральное государственное бюджетное
образовательное учреждение высшего
профессионального образования
"Мордовский государственный университет
им. Н.П. Огарёва" (RU)

(54) АРМАТУРА КОМПОЗИТНАЯ

Формула полезной модели

1. Арматура композитная, содержащая несущий стержень в виде плоской ленты из стеклянных или базальтовых волокон, пропитанных термореактивным компаундом, у которой соотношение ширины к толщине находится в пределах 1:(2÷5), отличающаяся тем, что плоская лента выполнена скрученной вокруг своей оси на 360° с шагом 25÷75 см.

2. Арматура композитная по п. 1, отличающаяся тем, что в качестве термореактивного компаунда может быть использована эпоксидная смола.

3. Арматура композитная по п. 1, отличающаяся тем, что в качестве термореактивного компаунда может быть использована эпоксифенольная смола.

4. Арматура композитная по п. 1, отличающаяся тем, что в качестве термореактивного компаунда может быть использована полиэфирная смола.

RU 150463 U1

RU 150463 U1

ПРИЛОЖЕНИЕ В

**РЕЗУЛЬТАТЫ ИСПЫТАНИЙ АРМАТУРЫ СТЕКЛОПЛАСТИКОВОЙ
КОМПОЗИТНОЙ (АСК)**

Таблица В.1 – Результаты экспериментального определения предела прочности на осевое растяжение АСК Ø 6,5 мм

№ п/п	Напряжение в арматуре при разрыве σ_u , МПа	Относительная деформация образца ϵ_u , %	Модуль упругости E_s , МПа
1	1 019,108	1,90	55 000
2	1 126,899	2,08	
3	1 215,091	2,20	
4	1 229,789	2,17	
5	1 009,309	1,91	
6	1 273,885	2,21	
7	1 107,300	2,10	
8	1 185,693	2,17	
9	1 136,698	2,04	
10	1 019,108	1,94	
11	1 420,872	2,31	
12	1 224,890	2,18	
13	1 371,877	2,24	
14	1 513,964	2,33	
15	1 126,899	2,00	
Среднее	1 198,759	2,12	55 000
Стандартное отклонение	148,65	0,13	
Коэффициент вариации	0,12	0,061	

Таблица В.2 – Результаты экспериментального определения предела прочности на осевое растяжение АСК Ø 2,0 мм с применением муфты с металлическими прутами

№ п/п	Напряжение в арматуре при разрыве σ_u , МПа	Относительная деформация образца ϵ_u , %	Модуль упругости E_s , МПа
1	605,1	1,2	50 000
2	700,6	1,39	
3	557,32	1,10	
4	636,9	1,25	
5	573,2	1,15	
6	636,9	1,26	
Среднее	618,34	1,23	50 000
Стандартное отклонение	51,75	0,10	
Коэффициент вариации	0,08	0,081	

Таблица В.3 – Результаты испытаний стеклопластиковой арматуры завода «А» методом продольного изгиба

№	Ø, мм	L, мм	Δ, мм	A, Дж	F, кН	δ	f, мм	ρ, мм	σ, МПа	ε	E, МПа	A, мм ²	W, мм ³	Fэ, кН	λ	Разр. усил., кг
L=90 мм Ø 6,5 мм нормальные условия																
1	6,5	90	2,66	8,87	6,18	0,030	9,738	82,178	2420,034	0,037	66290,902	33,166	26,948	7,152	60	8026,346
2	6,5	90	1,68	5,38	5,72	0,019	7,796	104,971	1828,563	0,029	63982,120	33,166	26,948	6,788	60	6064,659
3	6,5	90	1,33	3,21	5,56	0,015	6,928	117,708	1597,853	0,025	62693,178	33,166	26,948	6,689	60	5299,478
L=90 мм Ø 6,5 мм выдержка в NaOH pH=12, 100 °С 4 часа																
4	6,5	90	3,33	11,83	5,9	0,037	10,899	73,973	2567,188	0,041	63300,651	33,166	26,948	6,75	60	8514,4
5	6,5	90	2,83	8,66	6,40	0,031	10,068	80,307	2583,662	0,037	69161,719	33,166	26,948	7,379	60	8569,040
6	6,5	90	2,57	8,68	6,1	0,029	9,599	84,356	2357,148	0,036	66280,232	33,166	26,948	7,1	60	7817,7
7	6,5	90	2,24	7,74	6,17	0,025	8,979	90,349	2241,484	0,033	67504,939	33,166	26,948	7,202	60	7434,162
L=120 мм Ø 6,5 мм нормальные условия																
8	6,5	120	3,0	8,17	3,28	0,025	11,977	119,903	1558,602	0,025	62293,855	33,166	26,948	3,75	80	5169,3
9	6,5	120	2,83	8,43	3,49	0,024	11,648	123,691	1613,744	0,024	66535,314	33,166	26,948	4,0	80	5352,2
10	6,5	120	3,34	8,79	3,42	0,028	12,586	112,791	1701,443	0,027	63968,981	33,166	26,948	3,89	80	5643,1
11	6,5	120	3,16	8,91	3,28	0,026	12,265	116,518	1593,712	0,026	61898,744	33,166	26,948	3,75	80	5285,7
12	6,5	120	3,67	10,65	3,32	0,031	13,201	108,023	1725,944	0,028	62147,384	33,166	26,948	3,76	80	5724,3
L=120 мм Ø 6,5 мм выдержка в NaOH pH=12, 100 °С 4 часа																
13	6,5	120	2,52	5,48	2,99	0,021	10,992	131,466	1308,481	0,023	57340,172	33,166	26,948	3,441	80	4339,741
14	6,5	120	3,83	8,39	2,84	0,032	13,512	106,354	1509,126	0,028	53500,295	33,166	26,948	3,211	80	5005,206
15	6,5	120	1,83	5,1	3,16	0,015	9,353	152,366	1191,727	0,020	60526,046	33,166	26,948	3,694	80	3952,511
16	6,5	120	3,83	9,6	3,27	0,032	13,497	106,028	1737,956	0,028	61424,240	33,166	26,948	3,702	80	5764,149
17	6,5	120	3,67	9,49	3,24	0,031	13,221	108,310	1686,798	0,028	60899,034	33,166	26,948	3,670	80	5594,476
L= 150 мм Ø 6,5 мм нормальные условия																
18	6,5	150	6,21	11,66	1,9	0,042	19,111	115,354	1404,736	0,026	54013,988	33,166	26,948	2,1	100	4658,9

19	6,5	150	4,16	7,3	1,79	0,028	15,751	142,383	1104,522	0,021	52421,881	33,166	26,948	2,02	100	3663,3
20	6,5	150	4,49	9,04	2,15	0,030	16,337	136,194	1369,549	0,022	62174,937	33,166	26,948	2,41	100	4542,3
21	6,5	150	4,16	7,75	2,03	0,028	15,778	142,611	1254,104	0,021	59616,529	33,166	26,948	2,29	100	4159,4
22	6,5	150	4,50	8,42	2,02	0,030	16,370	136,377	1291,817	0,022	58724,694	33,166	26,948	2,27	100	4284,5
L=150 мм Ø 6,5 мм выдержка в NaOH pH=12, 100 °C 4 часа																
23	6,5	150	8,00	15,35	2,08	0,053	21,681	102,290	1738,725	0,029	59284,904	33,166	26,948	2,280	100	5766,699
24	6,5	150	6,16	12,21	2,36	0,041	19,100	116,689	1742,448	0,026	67774,920	33,166	26,948	2,610	100	5779,047
25	6,5	150	6,83	12,8	2,06	0,046	20,027	109,839	1593,066	0,027	58326,695	33,166	26,948	2,270	100	5283,602
26	6,5	150	4,83	8,17	2,07	0,032	16,924	131,324	1363,732	0,023	59696,689	33,166	26,948	2,316	100	4522,986
27	6,5	150	7,99	14,76	2,36	0,053	21,662	102,174	1966,627	0,029	66979,109	33,166	26,948	2,581	100	6522,566
L=180 мм Ø 6,5 мм нормальные условия																
28	6,5	180	15,82	23,61	1,56	0,088	33,035	95,072	1969,502	0,032	62414,712	33,166	26,948	1,66	120	6532,1
39	6,5	180	11,24	15,48	1,47	0,062	28,084	113,330	1583,847	0,026	59832,353	33,166	26,948	1,59	120	5253,02
30	6,5	180	8,12	11,26	1,31	0,045	24,002	133,802	1212,745	0,022	54089,326	33,166	26,948	1,44	120	4022,2
31	6,5	180	7,68	11,06	1,37	0,043	23,331	136,972	1231,017	0,022	56205,029	33,166	26,948	1,5	120	4082,8
32	6,5	180	10,50	12,62	1,30	0,058	27,134	116,891	1353,370	0,026	52732,156	33,166	26,948	1,41	120	4488,62
L=180 мм Ø 6,5 мм выдержка в NaOH pH=12, 100 °C 4 часа																
33	6,5	180	8,00	11,7	1,41	0,045	23,792	134,270	1285,593	0,022	57538,853	33,166	26,948	1,543	120	4263,831
34	6,5	180	5,83	8,21	1,48	0,032	20,419	158,314	1163,680	0,019	61409,082	33,166	26,948	1,638	120	3859,489
35	6,5	180	6,83	8,77	1,35	0,038	22,062	146,107	1146,783	0,021	55851,096	33,166	26,948	1,490	120	3803,448
36	6,5	180	11,50	14,35	1,33	0,064	28,370	111,852	1438,160	0,027	53620,419	33,166	26,948	1,433	120	4769,836
37	6,5	180	10,16	13,07	1,33	0,057	26,716	118,972	1356,612	0,025	53799,431	33,166	26,948	1,441	120	4499,374
L=210 мм Ø 6,5 мм нормальные условия																
38	6,5	210	14,22	14,29	1,03	0,068	34,053	126,871	1333,938	0,024	56412,788	33,166	26,948	1,10	140	4424,2
39	6,5	210	13,37	10,28	0,88	0,063	33,143	131,899	1110,104	0,023	48807,326	33,166	26,948	0,94	140	3681,8
40	6,5	210	19,18	15,69	0,95	0,091	39,348	109,505	1417,285	0,027	51733,271	33,166	26,948	1,0	140	4700,6
41	6,5	210	17,06	16,55	1,05	0,080	37,412	118,036	1493,663	0,025	58768,620	33,166	26,948	1,12	140	4953,9
42	6,5	210	19,0	17,62	1,0	0,090	39,170	110,051	1495,598	0,027	54864,237	33,166	26,948	1,10	140	4960,3

L=210 мм Ø 6,5 мм выдержка в NaOH pH=12, 100 °C 4 часа																
43	6,5	210	10,33	10,28	0,96	0,049	29,276	150,436	1074,134	0,020	53862,807	33,166	26,948	1,045	140	3562,500
44	6,5	210	12,66	12,61	1,09	0,060	32,369	136,591	1338,480	0,022	60941,437	33,166	26,948	1,172	140	4439,235
45	6,5	210	17,45	17,58	1,10	0,082	37,722	115,835	1571,548	0,026	60679,835	33,166	26,948	1,167	140	5212,236
46	6,5	210	14,16	12,095	0,91	0,067	34,076	128,037	1171,669	0,023	50005,555	33,166	26,948	0,971	140	3885,986
47	6,5	210	16,99	16,84	1,02	0,080	37,253	117,425	1439,421	0,026	56341,247	33,166	26,948	1,083	140	4774,021
L=120 мм Ø 8 мм нормальные условия																
48	8	120	3,50	15,44	5,92	0,029	12,920	110,728	1642,727	0,027	60632,095	50,24	50,240	8,39	80	8253,1
49	8	120	3,17	14,81	6,75	0,026	12,417	119,987	1803,421	0,025	72129,126	50,24	50,240	9,6	80	9060,4
50	8	120	3,72	14,36	6,99	0,030	13,452	111,045	2011,634	0,027	74460,530	50,24	50,240	9,8	80	10106,4
51	8	120	2,5	10,86	7,76	0,021	10,885	129,459	1835,665	0,023	79214,7	50,24	50,240	11,18	80	9222,38
52	8	120	3,33	13,94	6,49	0,028	12,680	115,481	1767,238	0,026	68027,375	50,24	50,240	9,21	80	8878,6
L=120 мм Ø 8 мм выдержка в NaOH pH=12, 100 °C 4 часа																
53	8	120	2,99	13,57	6,72	0,025	11,932	119,354	1729,461	0,025	68805,9	50,24	50,240	9,594	80	8688,8
54	8	120	3,02	10,84	6,88	0,025	12,008	119,075	1781,158	0,025	70697,106	50,24	50,240	9,817	80	89448,538
55	8	120	3,99	16,8	6,47	0,033	13,763	103,645	1900,280	0,029	65651,489	50,24	50,240	9,101	80	9547,004
56	8	120	3,83	17,54	6,66	0,032	13,496	105,850	1921,982	0,028	67814,124	50,24	50,240	9,393	80	9656,038
57	8	120	2,00	8,13	5,96	0,016	9,913	151,271	1295,496	0,020	65323,721	50,24	50,240	8,688	80	6508,573
L=160 мм Ø 8мм нормальные условия																
58	8	160	6,39	20,94	3,262	0,040	20,119	126,622	1371,190	0,024	57874,114	50,24	50,240	4,47	107	6888,8
59	8	160	4,34	15,09	3,54	0,027	16,652	154,572	1246,255	0,019	64211,922	50,24	50,240	4,94	107	6261,2
60	8	160	6,66	24,65	3,75	0,042	20,478	123,198	1604,846	0,024	65904,384	50,24	50,240	5,14	107	8062,7
61	8	160	5,7	18,91	3,35	0,036	19,033	134,307	1337,018	0,022	59856,740	50,24	50,240	4,62	107	6717,2
62	8	160	7,12	25,37	3,47	0,044	21,197	119,901	1532,222	0,025	61238,088	50,24	50,240	4,73	107	7697,8
L=160 мм Ø 8 мм выдержка в NaOH pH=12, 100 °C 4 часа																
63	8	160	6,50	19,72	3,38	0,041	20,260	125,222	1429,011	0,024	59647,959	50,24	50,240	4,632	107	7179,352
64	8	160	5,16	16,26	3,46	0,032	18,141	141,420	1317,108	0,021	62088,304	50,24	50,240	4,788	107	6617,150
65	8	160	4,00	12,43	3,71	0,025	15,988	160,759	1254,170	0,019	67206,171	50,24	50,240	5,193	107	6300,950

66	8	160	8,00	26,24	3,51	0,050	22,436	113,100	1639,231	0,027	61798,962	50,24	50,240	4,775	107	8235,499
67	8	160	7,00	20,78	3,31	0,044	20,967	119,962	1445,964	0,025	57820,335	50,24	50,240	4,521	107	7264,525
L=200 мм Ø 8 мм нормальные условия																
68	8	200	13,34	29,16	2,46	0,067	32,115	120,845	1621,487	0,025	65316,223	50,24	50,240	3,27	133	8146,3
69	8	200	12,63	24,5	2,15	0,063	31,445	126,190	1390,413	0,024	58485,459	50,24	50,240	2,87	133	6985,4
70	8	200	13,06	28,99	2,35	0,065	31,838	122,611	1541,885	0,024	63017,093	50,24	50,240	3,14	133	7746,4
71	8	200	13,61	27,06	2,13	0,068	32,555	120,964	1421,927	0,025	57334,107	50,24	50,240	2,82	133	7143,7
72	8	200	17,05	35,67	2,25	0,085	36,182	107,315	1669,629	0,028	59725,215	50,24	50,240	2,96	133	8388,2
L=200 мм Ø 8 мм выдержка в NaOH pH=12, 100 °C 4 часа																
73	8	200	11,16	22,59	2,10	0,056	29,447	131,869	1269,653	0,023	55809,124	50,24	50,240	2,809	133	6378,739
74	8	200	12,66	25,59	2,23	0,063	31,403	125,072	1439,580	0,024	60017,093	50,24	50,240	2,975	133	7232,449
75	8	200	9,33	16,61	1,91	0,047	27,141	146,707	1070,966	0,020	52372,767	50,24	50,240	2,583	133	5380,533
76	8	200	10,33	20,15	2,04	0,052	28,469	138,802	1195,409	0,022	55308,475	50,24	50,240	2,742	133	6005,737
77	8	200	7,83	16,57	2,20	0,039	24,892	159,769	1132,778	0,019	60327,784	50,24	50,240	2,991	133	5691,077
L=240 мм Ø 8 мм нормальные условия																
79	8	240	21,24	32,21	1,69	0,089	44,194	126,298	1523,874	0,024	64153,979	50,24	50,240	2,2	160	7655,9
80	8	240	19,0	28,21	1,62	0,079	41,927	133,783	1389,326	0,022	61956,164	50,24	50,240	2,13	160	6979,9
81	8	240	21,69	30,11	1,55	0,090	44,634	124,931	1414,242	0,024	58894,268	50,24	50,240	2,02	160	7105,2
L=240 мм Ø 8 мм выдержка в NaOH pH=12, 100 °C 4 часа																
82	8	240	11,01	14,79	1,29	0,046	32,198	175,755	855,071	0,017	50094,493	50,24	50,240	1,739	160	4295,878
83	8	240	20,15	28,77	1,45	0,084	43,111	129,783	1276,614	0,023	55227,451	50,24	50,240	1,901	160	6413,707
84	8	240	20,82	28,95	1,41	0,086	43,871	128,437	1257,522	0,023	53837,455	50,24	50,240	1,838	160	6317,788
85	8	240	9,83	14,37	1,54	0,041	30,532	187,397	969,681	0,016	60571,672	50,24	50,240	2,085	160	4871,676
86	8	240	27,29	37,82	1,45	0,114	49,559	110,176	1463,227	0,027	53737,321	50,24	50,240	1,865	160	7351,251

Таблица В.4 – Результаты испытаний стеклопластиковой арматуры завода «Б» методом продольного изгиба

№	Ø, мм	L, мм	Δ, мм	A, Дж	F, кН	δ	f, мм	ρ, мм	σ, МПа	ε	E, МПа	A, мм ²	W, мм ³	Fэ, кН	λ	Разр. усил., кг
L=90 мм Ø 6 мм нормальные условия																
1	6	90	4,75	9,06	1,55	0,053	12,942	61,792	1183,501	0,049	24376,904	28,26	21,195	1,888	60	3344,6
2	6	90	5,05	9,32	1,54	0,056	13,304	59,535	1024,463	0,050	20330,623	28,26	21,195	1,587	60	2895,1
3	6	90	3,58	6,08	1,78	0,040	11,241	70,418	1009,868	0,043	23704,416	28,26	21,195	1,867	60	2853,8
4	6	90	4,04	7,34	1,74	0,045	11,933	66,536	1041,215	0,045	23092,923	28,26	21,195	1,809	60	2942,5
5	6	90	1,67	-	2,25	0,019	7,742	104,184	903,910	0,029	31390,920	28,26	21,195	2,453	60	2554,5
L=90 мм Ø 6 мм выдержка в NaOH pH=12, 100 °С 4 часа																
6	6	90	3,67	6,64	1,99	0,041	11,425	70,431	1144,257	0,043	26863,718	28,26	21,195	2,081	60	3233,669
7	6	90	3,35	5,68	1,64	0,037	10,922	73,809	901,507	0,041	22179,746	28,26	21,195	1,718	60	2547,659
8	6	90	3,33	5,03	1,48	0,037	10,901	73,960	811,894	0,041	20015,982	28,26	21,195	1,550	60	2294,411
9	6	90	3,66	3,62	1,54	0,041	11,411	70,523	886,448	0,043	20838,273	28,26	21,195	1,614	60	2505,103
L=120 мм Ø 6 мм нормальные условия																
10	6	120	3,09	3,41	1,22	0,026	12,169	118,466	746,036	0,025	29459,994	28,26	21,195	1,284	80	2108,3
11	6	120	8,0	7,88	0,927	0,067	19,274	72,612	875,801	0,041	21197,833	28,26	21,195	0,931	80	2475,0
12	6	120	7,74	8,66	1,2	0,065	18,967	73,874	1118,175	0,041	27534,669	28,26	21,195	1,21	80	3159,9
13	6	120	7,5	7,47	1,01	0,063	18,691	75,039	934,689	0,040	23379,399	28,26	21,195	1,027	80	2641,4
14	6	120	7,08	6,61	0,87	0,059	18,202	77,527	777,915	0,039	20103,158	28,26	21,195	0,880	80	2198,4
L=120 мм Ø 6 мм выдержка в NaOH pH=12, 100 °С 4 часа																
15	6	120	7,00	6,28	1,01	0,058	18,115	78,255	896,322	0,038	23380,594	28,26	21,195	1,019	80	2533,006
16	6	120	6,49	6,41	0,99	0,054	17,412	80,496	844,040	0,037	22647,301	28,26	21,195	1,000	80	2385,256
18	6	120	6,49	6,35	1,06	0,054	17,466	81,343	915,325	0,037	24818,398	28,26	21,195	1,081	80	2586,708
19	6	120	4,99	4,79	0,99	0,042	15,382	92,962	749,698	0,032	23231,114	28,26	21,195	1,012	80	2118,646

L=180 мм Ø 6 мм нормальные условия																
20	6	180	15,20	4,77	0,46	0,085	32,375	96,634	715,799	0,031	23056,819	28,26	21,195	0,449	120	2022,848
21	6	180	16,57	5,0	0,40	0,092	33,763	92,817	652,975	0,032	20202,465	28,26	21,195	0,391	120	1845,306
22	6	180	16,99	6,73	0,52	0,094	34,162	91,621	848,293	0,033	25907,224	28,26	21,195	0,502	120	2397,277
23	6	180	15,50	4,07	0,34	0,086	32,657	95,609	542,207	0,031	17279,874	28,26	21,195	0,337	120	1532,277
24	6	180	19,50	8,56	0,52	0,108	36,460	85,455	904,128	0,035	25753,999	28,26	21,195	0,497	120	2555,065
L=180 мм Ø 6 мм выдержка в NaOH pH=12, 100 °C 4 часа																
25	6	180	16,99	5,98	0,41	0,094	34,161	91,623	678,620	0,033	20725,838	28,26	21,195	0,401	120	1917,780
26	6	180	19,99	7,41	0,40	0,111	36,850	84,186	711,383	0,036	19962,785	28,26	21,195	0,387	120	2010,369
27	6	180	18,99	7,69	0,46	0,106	35,986	86,465	793,816	0,035	22879,004	28,26	21,195	0,443	120	2243,324
28	6	180	15,99	4,52	0,32	0,089	33,106	93,746	511,152	0,032	15972,856	28,26	21,195	0,313	120	1444,514
29	6	180	13,66	5,65	0,48	0,076	30,817	102,562	716,377	0,029	24490,938	28,26	21,195	0,474	120	2024,480
L=210 мм Ø 6 мм нормальные условия																
30	6	210	28,00	7,31	0,30	0,133	46,872	89,893	667,313	0,033	19995,513	28,26	21,195	0,282	140	1885,826
31	6	210	21,99	5,61	0,32	0,104	42,050	102,740	646,188	0,029	22129,877	28,26	21,195	0,309	140	1826,126
32	6	210	23,48	5,82	0,30	0,111	43,350	99,285	620,046	0,030	20520,358	28,26	21,195	0,286	140	1752,249
33	6	210	27,49	6,29	0,28	0,129	46,723	92,077	615,956	0,033	18905,065	28,26	21,195	0,261	140	1740,690
34	6	210	23,00	5,04	0,27	0,108	43,041	101,094	566,115	0,030	19076,992	28,26	21,195	0,264	140	1599,841
L=210 мм Ø 6 мм выдержка в NaOH pH=12, 100 °C 4 часа																
35	6	210	20,98	5,38	0,31	0,099	41,036	104,527	609,190	0,029	21225,607	28,26	21,195	0,299	140	1721,571
36	6	210	20,99	3,7	0,22	0,099	41,148	105,257	430,937	0,029	15119,654	28,26	21,195	0,211	140	1217,829
37	6	210	17,00	2,75	0,22	0,080	37,259	117,406	389,144	0,026	15229,217	28,26	21,195	0,213	140	1099,721
38	6	210	23,32	5,71	0,30	0,110	43,208	99,654	615,971	0,030	20461,227	28,26	21,195	0,286	140	1740,733
39	6	210	22,32	7,61	0,38	0,105	42,450	102,676	768,410	0,029	26298,963	28,26	21,195	0,364	140	2171,526
L=120 мм Ø 8 мм нормальные условия																
40	8	120	4,34	15,63	3,71	0,036	14,364	99,825	1133,983	0,030	37733,226	50,24	50,240	5,196	80	5697,128
41	8	120	4,00	13,27	3,29	0,033	13,805	104,017	968,069	0,029	33565,235	50,24	50,240	4,622	80	4863,576
42	8	120	4,66	17,21	3,91	0,039	14,883	96,211	1237,391	0,031	39683,654	50,24	50,240	5,464	80	6216,654

43	8	120	3,68	11,98	3,57	0,031	13,253	108,503	1012,785	0,028	36629,969	50,24	50,240	5,044	80	5088,232
44	8	120	1,99	5,54	3,59	0,017	9,754	146,001	769,120	0,021	37430,816	50,24	50,240	5,241	80	3864,057
L=120 мм Ø 8 мм выдержка в NaOH pH=12, 100 °С 4 часа																
45	8	120	3,33	11,37	3,63	0,028	12,618	114,134	983,651	0,026	37422,596	50,24	50,240	5,153	80	4941,861
46	8	120	3,99	13,46	4,01	0,033	13,786	104,172	1178,966	0,029	40938,225	50,24	50,240	5,637	80	5923,123
47	8	120	4,33	16,13	3,99	0,036	14,355	99,893	1220,701	0,030	40646,346	50,24	50,240	5,597	80	6132,803
48	8	120	5,02	16,5	3,92	0,042	15,423	92,703	1279,778	0,032	39546,331	50,24	50,240	5,446	80	6429,605
49	8	120	3,66	8,68	2,21	0,031	13,225	108,738	625,458	0,028	22670,287	50,24	50,240	3,122	80	3142,302
L=160 мм Ø 8 мм нормальные условия																
50	8	160	7,00	12,47	2,13	0,044	21,039	121,304	933,956	0,025	37764,146	50,24	50,240	2,911	106,67	4692,194
51	8	160	8,33	16,24	2,16	0,052	22,892	111,011	1028,634	0,027	38063,169	50,24	50,240	2,934	106,67	5167,857
52	8	160	6,68	12,81	2,04	0,042	20,558	124,035	874,520	0,024	36156,886	50,24	50,240	2,792	106,67	4393,589
53	8	160	7,67	16,39	2,22	0,048	21,927	114,682	1013,542	0,026	38745,159	50,24	50,240	3,024	106,67	5092,033
54	8	160	8,34	16,1	2,05	0,052	22,834	109,885	972,070	0,027	35605,207	50,24	50,240	2,779	106,67	4883,682
L=160 мм Ø 8 мм выдержка в NaOH pH=12, 100 °С 4 часа																
55	8	160	8,99	17,58	2,07	0,056	23,727	106,333	1019,803	0,028	36146,369	50,24	50,240	2,800	106,67	5123,489
56	8	160	8,00	15,0	2,11	0,050	22,427	112,859	982,495	0,027	36961,304	50,24	50,240	2,863	106,67	4936,057
57	8	160	8,49	11,56	1,41	0,053	23,076	109,512	674,746	0,027	24630,921	50,24	50,240	1,908	106,67	3389,925
58	8	160	7,51	14,63	1,90	0,047	21,743	116,598	860,087	0,026	33428,274	50,24	50,240	2,589	106,67	4321,078
59	8	160	9,03	14,5	1,73	0,056	23,773	106,115	852,077	0,028	30139,328	50,24	50,240	2,335	106,67	4280,836
L=200 мм Ø 8мм нормальные условия																
60	8	200	13,99	18,98	1,44	0,069	33,289	122,416	984,852	0,025	40187,205	50,24	50,240	1,915	133,33	4947,895
61	8	200	12,33	16,74	1,36	0,062	31,015	126,747	867,913	0,024	36668,424	50,24	50,240	1,818	133,33	4360,393
62	8	200	23,33	17,52	0,79	0,115	42,221	93,260	679,634	0,032	21127,627	50,24	50,240	1,017	133,33	3414,483
63	8	200	11,49	13,66	1,25	0,056	30,244	134,932	776,115	0,022	34907,641	50,24	50,240	1,671	133,33	3899,204
L=200 мм Ø 8 мм выдержка в NaOH pH=12, 100 °С 4 часа																
64	8	200	10,50	10,62	1,13	0,052	28,851	139,691	673,784	0,021	31373,770	50,24	50,240	1,525	133,33	3385,089
65	8	200	13,99	14,04	1,05	0,069	33,242	121,981	717,681	0,025	29181,155	50,24	50,240	1,397	133,33	3605,630

66	8	200	16,00	5,94	0,96	0,030	22,012	187,054	440,177	0,016	27445,631	50,24	50,240	1,321	133,33	2211,449
67	8	200	16,50	20,91	1,18	0,081	35,903	111,651	866,014	0,027	32230,417	50,24	50,240	1,551	133,33	4350,854
68	8	200	15,49	17,72	1,23	0,077	34,759	114,465	871,918	0,026	33268,044	50,24	50,240	1,617	133,33	4380,517
L=240 мм Ø 8мм нормальные условия																
69	8	240	18,32	15,95	0,92	0,075	41,481	138,899	774,530	0,022	35860,462	50,24	50,240	1,204	160	3891,238
70	8	240	20,65	17,46	0,89	0,086	43,757	129,364	795,542	0,023	34304,699	50,24	50,240	1,166	160	3996,802
71	8	240	14,65	10,23	0,73	0,061	37,113	153,871	555,305	0,019	28481,733	50,24	50,240	0,972	160	2789,850
72	8	240	18,65	14,66	0,80	0,077	41,744	136,769	682,340	0,022	31107,614	50,24	50,240	1,053	160	3428,074
73	8	240	16,66	12,84	0,77	0,069	39,470	144,055	617,842	0,021	29667,697	50,24	50,240	1,013	160	
L=240 мм Ø 8 мм выдержка в NaOH pH=12, 100 °C 4 часа																
74	8	240	21,00	13,31	0,66	0,087	44,195	129,072	597,323	0,023	25699,216	50,24	50,240	0,867	160	3000,949
75	8	240	21,02	10,53	0,53	0,086	44,311	129,817	475,297	0,023	20567,163	50,24	50,240	0,688	160	2387,891
76	8	240	24,99	18,76	0,78	0,103	47,951	117,928	758,041	0,025	29798,128	50,24	50,240	1,005	160	3808,397
77	8	240	16,02	10,2	0,70	0,066	38,827	147,882	553,329	0,020	27275,790	50,24	50,240	0,924	160	2779,925
78	8	240	23,48	13,23	0,63	0,097	46,476	121,042	595,346	0,025	24020,655	50,24	50,240	0,817	160	2991,017

ПРИЛОЖЕНИЕ Г

**ПРОТОКОЛЫ ИСПЫТАНИЙ АРМОБЕТОННЫХ БАЛОК, АРМИРОВАННЫХ
КОМПОЗИТНОЙ СТЕКЛОПЛАСТИКОВОЙ АРМАТУРОЙ**

Таблица Г.1 – Результаты испытания балки С-1.1

№ загрузки	Показания индикатора динамометра, мм	Нагрузка 2F, кН	Поперечная сила Q, кН	Изгибающий момент M, кН·м	Время выдержки нагрузки, мин.	Показания приборов, мм												Примечания		
						П-1				П-2				П-3						
						начальные	конечные	среднее	разность	начальные	конечные	среднее	разность	начальные	конечные	среднее	разность			
–	1,000	0,000	0,000	0,000	–	64,99	–	64,990	–	65,17	–	65,170	–	48,45	–	48,450	–	До нагружения		
1	1,270	1,872	0,936	0,281	10	64,99	64,99	64,990	0,000	65,13	65,08	65,105	0,065	48,45	48,45	48,45	0,000			
2	1,520	3,606	1,803	0,541	8 10	65,47 66,11	66,11 66,14	65,790 66,125	0,800 0,335	62,43 60,46	60,46 60,37	61,445 60,415	3,660 1,030	49,33 49,98	49,98 50,00	49,655 49,990	1,205 0,335	Образование трещин		
3	1,780	5,411	2,706	0,812	10	66,40	66,47	66,435	0,310	59,89	58,64	59,265	1,150	50,32	50,49	50,405	0,415			
4	2,070	7,430	3,715	1,115	10	67,08	67,14	67,110	0,675	54,38	54,06	54,220	5,045	51,58	51,64	51,610	1,205			
5	2,300	9,032	4,516	1,350	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	Разрушение по нормальному сечению		
Суммарные деформации балки									2,120					10,950					3,160	Δ=8,310 мм

Таблица Г.2 – Ширина раскрытия трещин в балке С-1.1

№ загрузки	Показания индикатора динамометра, мм	Нагрузка 2F, кН	Поперечная сила Q, кН	Изгибающий момент М, кН·м	Ширина раскрытия трещины №, мм				Примечания
					1	2	3	4	
1	1,270	1,9	0,95	0,285	–	–	–	–	
2	1,520	3,6	1,80	0,540	– 0,20	– 0,20	0,35 0,35	–	Образование трещин
3	1,780	5,4	2,70	0,810	0,20	0,25	0,7	–	
4	2,070	7,4	3,70	1,110	0,5	0,50	1,10	1,00	
5	2,300	9,0	4,50	1,350	–	–	–	x	Разрушение

Таблица Г.3 – Результаты испытания балки С-1.2

№ загрузки	Показания индикатора динамометра, мм	Нагрузка 2F, кН	Поперечная сила Q, кН	Изгибающий момент M, кН·м	Время выдержки нагрузки, мин.	Показания приборов, мм												Примечания		
						П-1				П-2				П-3						
						начальные	конечные	среднее	разность	начальные	конечные	среднее	разность	начальные	конечные	среднее	разность			
–	1,000	0,000	0,000	0,000	–	24,44	–	24,440	–	93,84	–	93,840	–	53,28	–	53,280	–	До нагружения		
1	1,270	1,872	0,936	0,281	10	25,03	25,04	25,035	0,595	94,14	94,14	94,140	0,300	53,28	53,28	53,280	0,000			
2	1,530	3,675	1,838	0,551	10	25,17	25,17	25,171	0,136	94,37	94,37	94,370	0,230	53,14	53,14	53,140	0,140			
3	1,780	5,411	2,706	0,812	10	25,25	25,25	25,250	0,790	97,05	97,27	97,160	2,790	52,88	52,88	52,880	0,260	Образование трещин		
4	2,010	7,013	3,507	1,052	10	25,07	25,04	25,065	0,185	02,33	02,67	02,500	5,34	53,17	53,21	53,190	0,310			
5	2,150	7,987	3,994	1,198	10	24,27	24,22	24,245	0,820	05,97	06,31	06,170	3,67	53,59	53,63	53,610	0,420			
6	2,450	10,076	5,038	1,511	2 6	23,63 –	22,81 –	23,220 –	1,025 –	10,61 –	12,06 –	11,335 –	5,165 –	54,13 –	55,46 –	54,795 –	1,185	Разрушение по нормальному сечению		
Суммарные деформации балки									1,220					17,495					1,515	Δ=16,128мм

Таблица Г.4 – Ширина раскрытия трещин в балке С-1.2

№ загрузки	Показания индикатора динамометра, мм	Нагрузка 2F, кН	Поперечная сила Q, кН	Изгибающий момент M, кН·м	Ширина раскрытия трещины №, мм					Примечания
					1	2	3	4	5	
1	1,270	1,872	0,936	0,281	–	–	–	–	–	
2	1,530	3,675	1,838	0,551	–	–	–	–	–	
3	1,780	5,411	2,706	0,812	–	–	0,3	–	–	Образование трещин
4	2,010	7,013	3,507	1,052	–	–	0,4	0,4	0,2	
5	2,150	7,987	3,994	1,198	–	0,6 1,0	0,7 1,1	1,0	1,0 0,3	
6	2,450	10,076	5,038	1,511	1,0 –	1,5 х	1,3 –	1,2 –	0,7 –	Разрушение
										

Таблица Г.5 – Результаты испытания балки С-2.1

№ загрузки	Показания индикатора динамометра, мм	Нагрузка 2F, кН	Поперечная сила Q, кН	Изгибающий момент М, кН·м	Время выдержки нагрузки, мин	Показания приборов, мм												Примечания		
						П-1				П-2				П-3						
						начальные	конечные	среднее	разность	начальные	конечные	среднее	разность	начальные	конечные	среднее	разность			
–	1,000	0,000	0,000	0,000	–	7,92	–	7,920	–	80,10	–	80,100	–	96,31	–	96,310	–	До нагружения		
1	1,534	3,703	1,852	0,555	6	7,00	6,99	6,995	0,925	79,44	79,44	79,440	0,660	96,31	96,31	96,310	0,000			
2	1,537	3,724	1,862	0,559	10	6,95	6,94	6,495	0,500	79,41	79,39	79,400	0,040	96,31	96,31	96,310	0,000			
3	2,066	7,403	3,702	1,110	10	6,52	6,48	6,500	0,005	77,95	77,84	77,895	1,505	96,72	96,72	96,720	0,410	Образование трещин		
4	2,589	11,042	5,521	1,656	10	6,59	6,61	6,600	0,100	74,01	74,85	74,430	3,465	97,05	97,11	97,080	0,360			
5	3,132	14,813	7,407	2,222	10	7,28	7,12	7,200	0,600	70,11	70,42	70,265	4,165	97,53	97,46	97,495	0,415			
6	3,663	18,515	9,258	2,777	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	Разрушение по наклонному сечению		
Суммарные деформации балки									0,720					9,835					1,185	Δ=8,883мм

Таблица Г.6 – Ширина раскрытия трещин в балке С-2.1

№ загрузки	Показания индикатора динамометра, мм	Нагрузка 2F, кН	Поперечная сила Q, кН	Изгибающий момент M, кН·м	Ширина раскрытия трещины №, мм					Примечания
					1	2	3	4	5	
1	1,534	3,703	1,852	0,555	–	–	–	–	–	
2	1,537	3,724	1,862	0,559	–	–	–	–	–	
3	2,066	7,403	3,702	1,110	–	–	0,1	–	–	Образование трещин
4	2,589	11,042	5,521	1,656	0,2	0,5	0,5	0,4 0,2	–	
5	3,132	14,813	7,407	2,222	0,7	1,0	1,0	0,5 0,7	0,7	
6	3,663	18,515	9,258	2,777	x	–	–	–	–	Разрушение
										

Таблица Г.7 – Результаты испытания балки С-2.2

№ загрузки	Показания индикатора динамометра, мм	Нагрузка 2F, кН	Поперечная сила Q, кН	Изгибающий момент М, кН·м	Время выдержки нагрузки, мин.	Показания приборов, мм												Примечания		
						П-1				П-2				П-3						
						начальные	конечные	среднее	разность	начальные	конечные	среднее	разность	начальные	конечные	среднее	разность			
–	1,00	0,000	0,000	0,000	–	72,27	–	72,270	–	12,30	–	12,300	–	54,58	–	54,580	–	До нагружения		
1	1,53	3,675	1,838	0,551	10	72,27	72,27	72,270	0,000	11,90	11,87	11,185	1,115	54,58	54,55	54,565	0,015			
2	1,95	6,595	3,298	0,989	10	72,27	72,27	72,270	0,000	10,77	10,59	10,680	0,505	54,06	54,06	54,060	0,505	Образование трещин		
3	2,20	8,336	4,168	1,250	10	72,27	72,27	72,270	0,000	9,49	9,40	9,445	1,235	54,02	54,02	54,020	0,040			
4	2,38	9,589	4,795	1,438	10	72,27	72,27	72,270	0,000	8,37	8,14	8,255	1,190	54,12	54,15	54,135	– 0,115			
5	2,80	12,507	6,254	1,876	10	72,27	72,27	72,270	0,000	4,87	4,17	4,520	3,735	55,06	55,24	55,150	– 1,015			
6	3,13	14,799	7,400	2,220	10	72,27	72,27	72,270	0,000	2,67	1,89	2,280	2,240	55,54	55,78	55,660	– 0,510			
7	3,40	16,681	8,341	2,502	10	72,27	72,27	72,270	0,000	0,22	99,86	0,180	2,100	56,13	56,23	56,180	– 0,520			
8	3,80	19,470	9,735	2,921	10	72,27	72,27	72,270	0,000	96,59	95,58	96,085	4,095	56,85	57,04	56,945	– 0,765			
9	4,32	23,071	11,536	3,461	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	Разрушение по наклонному сечению		
Суммарные деформации балки									0,000					16,215					2,365	Δ=15,033мм

Таблица Г.8 – Ширина раскрытия трещин в балке С-2.2

№ загрузки	Показания индикатора динамометра, мм	Нагрузка 2F, кН	Поперечная сила Q, кН	Изгибающий момент М, кН·м	Ширина раскрытия трещины №, мм							Примечания
					1	2	3	4	5	6	7	
1	1,53	3,675	1,838	0,551	–	–	–	–	–	–	–	
2	1,95	6,595	3,298	0,989	–	–	–	–	0,15 0,20	–	–	Образование трещин
3	2,20	8,336	4,168	1,250	–	–	–	–	0,25 0,25	0,15 0,20	–	
4	2,38	9,589	4,795	1,438	–	–	0,20 0,30	–	0,30 0,30	0,30 0,30	–	
5	2,80	12,507	6,254	1,876	–	0,05 0,05	0,80 0,90	0,10 0,05	0,60 0,70	0,70 0,90	0,20 0,25	
6	3,13	14,799	7,400	2,220	–	0,15 0,20	0,80 1,00	0,10 0,20	0,70 0,90	0,90 0,90	0,35 0,40	
7	3,40	16,681	8,341	2,502	0,20 0,30	0,45 0,50	1,05 1,00	0,20 0,40	1,00 1,00	1,10 1,10	0,40 0,60	
8	3,80	19,470	9,735	2,921	0,40 0,60	1,00 0,80	1,10 1,00	0,50 0,50	1,00 1,00	1,10 1,20	1,15 1,30	
9	4,32	23,071	11,536	3,461	–	–	–	–	–	–	х	Разрушение

Таблица Г.9 – Результаты испытания балки С-3.1

№ загрузки	Показания индикатора динамометра, мм	Нагрузка 2F, кН	Поперечная сила Q, кН	Изгибающий момент M, кН·м	Время выдержки нагрузки, мин	Показания приборов, мм												Примечания		
						П-1				П-2				П-3						
						начальные	конечные	среднее	разность	начальные	конечные	среднее	Разность	начальные	конечные	среднее	разность			
–	1,000	0,000	0,000	0,000	–	37,45	–	37,450	–	8,17	–	8,170	–	46,57	–	46,570	–	До нагружения		
1	1,270	1,872	0,936	0,281	10	37,45	37,45	37,450	0,000	8,03	8,02	8,025	0,145	46,50	46,50	46,500	0,070			
2	1,550	3,814	1,907	0,572	8	37,46	37,46	37,460	0,010	6,05	4,98	5,515	2,510	45,97	46,31	46,140	– 0,360	Образование трещин		
2*	1,550	3,814	1,907	0,572	10	37,46	37,46	37,460	0,000	4,98	4,85	4,915	0,600	46,31	46,31	46,310	0,170			
3	1,780	5,411	2,706	0,812	10	37,46	37,46	37,460	0,000	3,38	3,04	3,210	1,705	46,63	46,63	46,630	0,320			
4	2,010	7,013	3,507	1,052	10	37,46	37,46	37,460	0,000	98,84	98,32	98,580	4,630	47,38	47,48	47,430	0,800			
5	2,300	9,032	4,516	1,355	7	37,46	–	37,460	0,000	94,12	–	94,120	4,460	48,38	–	48,380	0,950	Разрушение по нормальному сечению		
Суммарные деформации балки									0,010					14,050					1,880	Δ=13,105мм

Таблица Г.10 – Ширина раскрытия трещин в балке С-3.1

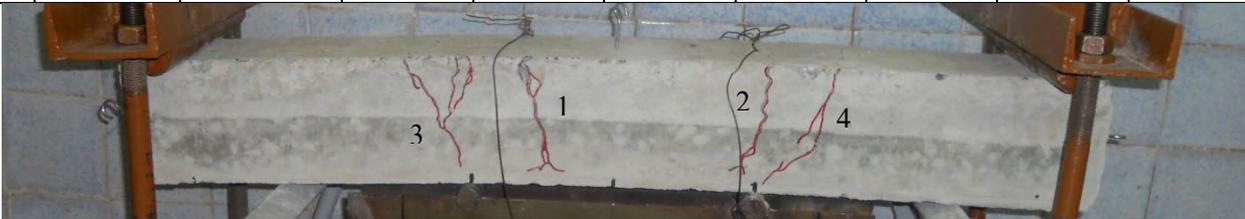
№ загрузки	Показания индикатора динамометра, мм	Нагрузка 2F, кН	Поперечная сила Q, кН	Изгибающий момент M, кН·м	Ширина раскрытия трещины №, мм						Примечания
					1	2	3	4	5	6	
1	1,270	1,872	0,936	0,281	–	–	–	–	–	–	
2	1,550	3,814	1,907	0,572	–	–	–	0,15 0,25	0,25 0,30	–	Образование трещин
2*	1,550	3,814	1,907	0,572	–	–	–	0,25 0,25	0,30 0,30	–	
3	1,780	5,411	2,706	0,812	–	–	–	0,40 0,40	0,50 0,50	–	
4	2,010	7,013	3,507	1,052	0,30 0,50	0,10 0,20	0,10 0,15	1,00 1,10	1,10 1,30	–	
5	2,300	9,032	4,516	1,355	0,50 –	0,20 –	0,15 –	1,50 х	1,70 –	0,50 –	Разрушение
											

Таблица Г.11 – Результаты испытания балки С-3.2

№ загрузки	Показания индикатора динамометра, мм	Нагрузка 2F, кН	Поперечная сила Q, кН	Изгибающий момент M, кН·м	Время выдержки нагрузки, мин.	Показания приборов, мм												Примечания
						П-1				П-2				П-3				
						начальные	конечные	среднее	разность	начальные	конечные	среднее	разность	начальные	конечные	среднее	разность	
–	1,000	0,000	0,000	0,000	–	33,42	–	33,420	–	79,00	–	79,000	–	5,71	–	5,710	–	До нагружения
1	2,150	7,987	3,994	1,198	10	33,93	34,03	33,980	0,560	74,15	74,05	74,100	4,900	6,85	6,89	6,870	1,160	
2	2,500	10,424	5,212	1,564	10	34,46	34,64	34,550	0,570	70,46	70,25	70,355	3,745	7,77	7,85	7,810	0,940	
3	2,760	12,229	6,115	1,834	10	34,85	34,88	34,865	0,315	66,00	65,72	65,860	4,495	8,28	8,32	8,300	0,490	
4	3,070	14,382	7,191	2,157	10	35,23	35,28	35,255	0,390	62,55	62,21	62,380	3,480	8,74	8,82	8,780	0,480	
5	3,332	16,206	8,103	2,431	10	35,59	35,67	35,630	0,375	59,05	58,66	58,855	3,525	9,24	9,32	9,280	0,500	
6	3,609	18,138	9,069	2,721	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	Разрушение по нормальному сечению
Суммарные деформации балки									2,21				20,145				3,570	Δ=14,365 мм

Таблица Г.12 – Результаты испытания балки С-4.1

№ загрузки	Показания индикатора динамометра, мм	Нагрузка 2F, кН	Поперечная сила Q, кН	Изгибающий момент M, кН·м	Время выдержки нагрузки, мин.	Показания приборов, мм												Примечания
						П-1				П-2				П-3				
						начальные	конечные	среднее	разность	начальные	конечные	среднее	разность	начальные	конечные	среднее	разность	
–	1,000	0,000	0,000	0,000	–	44,50	–	44,500	–	85,44	–	85,44	–	48,59	–	48,59	–	До нагружения
1	1,524	3,634	1,817	0,545	10	44,50	44,50	44,500	0,000	85,42	85,47	85,445	0,005	48,66	48,71	48,685	0,095	
2	1,888	6,163	3,082	0,924	10	44,61	44,62	44,615	0,115	85,05	84,92	84,985	0,460	48,71	48,71	48,710	0,025	Образование трещин
3	2,070	7,430	3,715	1,115	10	44,62	44,62	44,620	0,005	83,91	83,77	83,840	1,145	48,74	48,81	48,775	0,065	
4	2,600	11,118	5,559	1,668	10	44,72	44,78	44,750	0,130	81,56	81,26	81,410	2,430	48,81	48,81	48,81	0,035	
5	3,130	14,799	7,400	2,220	10	45,54	45,64	45,590	0,840	77,42	77,07	77,245	4,165	49,52	49,58	49,55	0,740	
6	3,660	18,494	9,247	2,774	10	46,35	46,50	46,425	0,835	73,57	72,93	73,250	3,820	49,83	49,94	49,885	0,335	
7	3,900	20,166	10,083	3,025	–	46,57	–	–	–	66,81	–	–	–	51,05	–	–	–	Разрушение по наклонному ссечению
Суммарные деформации балки									1,925				12,025				1,295	Δ=10,415 мм

Таблица Г.13 – Ширина раскрытия трещин в балке С-4.1

№ загрузки	Показания индикатора динамометра, мм	Нагрузка 2F, кН	Поперечная сила Q, кН	Изгибающий момент M, кН·м	Ширина раскрытия трещины №, мм							Примечания
					1	2	3	4	5	6	7	
1	1,524	3,6	1,80	0,540	–	–	–	–	–	–	–	
2	1,888	6,2	3,10	0,930	–	–	0,20	–	–	–	–	Образование трещин
3	2,070	7,4	3,70	1,110	–	0,20	0,20	–	0,20	–	–	
4	2,600	11,1	5,55	1,665	–	0,40	0,30	–	0,40	–	–	
5	3,130	14,8	7,20	2,220	0,30	0,50	0,30	0,20	0,40	0,30	–	
6	3,660	18,5	9,25	2,775	0,50	0,50	0,50	0,30	0,40	0,40	0,20	
7	3,900	20,2	10,10	3,030	x	–	–	–	–	–	–	Разрушение

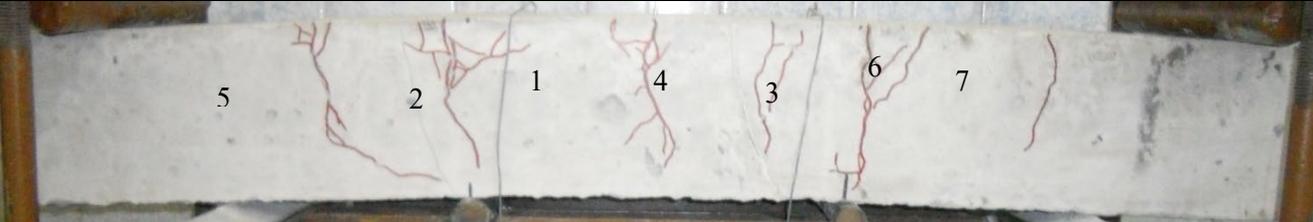


Таблица Г.14 – Результаты испытания балки С-4.2

№ загрузки	Показания индикатора динамометра, мм	Нагрузка 2F, кН	Поперечная сила Q, кН	Изгибающий момент M, кН·м	Время выдержки нагрузки, мин	Показания приборов, мм												Примечания
						П-1				П-2				П-3				
						начальные	конечные	среднее	разность	начальные	конечные	среднее	разность	начальные	конечные	среднее	разность	
–	1,00	0,000	0,000	0,000	–	28,20	–	28,200	–	79,68	–	79,680	–	93,12	–	93,120	–	До нагружения
1	1,53	3,675	1,838	0,551	10	27,66	27,65	27,655	0,545	80,19	80,20	80,195	0,515	93,12	93,12	93,120	0,000	
2	1,74	5,132	2,566	0,770	10	27,58	27,58	27,580	0,075	80,10	81,09	81,095	0,900	93,22	93,22	93,220	0,100	Образование трещин
3	1,80	5,550	2,775	0,833	10	27,58	27,58	27,580	0,000	81,73	81,81	81,770	0,675	93,22	93,22	93,220	0,000	
4	1,90	6,247	3,124	0,937	10	27,58	27,59	27,580	0,000	82,39	82,53	82,460	0,690	93,22	93,22	93,220	0,000	
5	2,05	7,291	3,961	1,094	10	27,50	27,60	27,550	0,030	83,69	83,92	83,805	1,345	93,40	93,40	93,400	0,180	
6	2,60	11,118	5,559	1,668	10	27,66	27,66	27,660	– 0,110	87,59	88,17	87,880	4,075	93,56	93,56	93,560	0,160	
7	3,13	14,799	7,400	2,220	10	27,68	27,71	27,695	– 0,035	91,53	92,15	91,840	3,960	94,23	94,23	94,230	0,670	
8	3,50	17,378	8,689	2,607	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	Разрушение по наклонному сечению
Суммарные деформации балки									0,505				12,160				1,110	Δ=11,352 мм

Таблица Г.15 – Ширина раскрытия трещин в балке С-4.2

№ загрузки	Показания индикатора динамометра, мм	Нагрузка 2F, кН	Поперечная сила Q, кН	Изгибающий момент М, кН·м	Ширина раскрытия трещины №, мм						Примечания
					1	2	3	4	5	6	
1	1,53	3,675	1,838	0,551	–	–	–	–	–	–	
2	1,74	5,132	2,566	0,770	–	–	–	0,10 0,10	–	–	Образование трещин
3	1,80	5,550	2,775	0,833	–	–	0,10 0,10	0,20 0,20	–	–	
4	1,90	6,247	3,124	0,937	–	0,15 0,15	0,10 0,20	0,20 0,20	–	–	
5	2,05	7,291	3,961	1,094	–	0,15 0,15	0,20 0,20	0,30 0,30	0,20 0,20	–	
6	2,60	11,118	5,559	1,668	0,20 0,20	0,25 0,60	0,50 0,80	0,60 0,70	0,40 0,50	0,20 0,20	
7	3,13	14,799	7,400	2,220	0,30 0,45	0,40 0,50	1,00 1,00	1,00 1,00	0,80 1,00	0,40 0,40	
8	3,50	17,378	8,689	2,607	–	–	–	–	–	–	Разрушение

Таблица Г.16 – Результаты испытания балки М-1

№ загрузки	Показания индикатора динамометра, мм	Нагрузка 2F, кН	Поперечная сила Q, кН	Изгибающий момент M, кН·м	Время выдержки нагрузки, мин	Показания приборов, мм												Примечания		
						П-1				П-2				П-3						
						начальные	конечные	среднее	разность	начальные	конечные	среднее	разность	начальные	конечные	среднее	разность			
–	1,00	0,000	0,000	0,000	–	35,49	–	35,490	–	91,81	–	91,810	–	63,33	–	63,330	–	До нагружения		
1	1,12	0,832	0,416	0,125	10	35,49	35,49	35,490	0,000	91,81	91,81	91,810	0,000	63,33	63,33	63,33	0,000			
2	1,24	1,664	0,832	0,250	10	35,49	35,49	35,490	0,000	91,81	91,80	91,805	0,005	63,33	63,33	63,33	0,000			
3	1,36	2,497	1,249	0,375	10	35,48	35,48	35,480	0,010	91,80	91,80	91,800	0,005	63,33	63,33	63,33	0,000			
4	1,48	3,329	1,665	0,499	10	35,48	35,48	35,480	0,000	91,77	91,75	91,760	0,040	63,33	63,33	63,33	0,000			
5	1,60	4,161	2,081	0,624	10	35,48	35,48	35,480	0,000	91,68	91,68	91,680	0,080	63,33	63,33	63,33	0,000			
6	1,72	4,993	2,497	0,749	10	35,48	35,48	35,480	0,000	91,60	91,58	91,590	0,090	63,33	63,33	63,33	0,000			
7	1,84	5,829	2,915	0,874	10	35,48	35,48	35,480	0,000	91,48	91,44	91,460	0,130	63,33	63,33	63,33	0,000			
8	1,96	6,664	3,332	1,000	10	35,48	34,90	35,190	0,290	91,33	91,20	91,265	0,195	63,33	63,33	63,33	0,000	Образование трещин		
9	2,10	7,639	3,820	1,146	10	34,90	34,90	34,900	0,390	90,82	90,62	90,720	0,545	63,33	63,31	63,320	0,010			
10	2,20	8,336	4,168	1,250	10	34,90	34,90	34,900	0,000	89,45	89,08	89,265	1,455	63,29	63,29	63,290	0,030			
11	2,30	9,032	4,516	1,355	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	Разрушение по нормальному сечению		
Суммарные деформации балки									0,690					2,545					0,040	Δ=2,18мм

Таблица Г.17 – Ширина раскрытия трещин в балке М-1

№ загрузки	Показания индикатора динамометра, мм	Нагрузка 2F, кН	Поперечная сила Q, кН	Изгибающий момент М, кН·м	Ширина раскрытия трещины №, мм	Примечания
					1	
1	1,12	0,832	0,416	0,125	–	
2	1,24	1,664	0,832	0,250	–	
3	1,36	2,497	1,249	0,375	–	
4	1,48	3,329	1,665	0,499	–	
5	1,60	4,161	2,081	0,624	–	
6	1,72	4,993	2,497	0,749	–	
7	1,84	5,829	2,915	0,874	–	
8	1,96	6,664	3,332	1,000	0,20 0,25	Образование трещин
9	2,10	7,639	3,820	1,146	0,30 0,40	
10	2,20	8,336	4,168	1,250	0,60 0,80	
11	2,30	9,032	4,516	1,355	–	Разрушение

Таблица Г.18 – Результаты испытания балки М-2

№ загрузки	Показания индикатора динамометра, мм	Нагрузка 2F, кН	Поперечная сила Q, кН	Изгибающий момент M, кН·м	Время выдержки нагрузки, мин.	Показания приборов, мм												Примечания
						П-1				П-2				П-3				
						начальные	конечные	среднее	разность	начальные	конечные	среднее	разность	начальные	конечные	среднее	разность	
–	1,00	0,000	0,000	0,000	–	93,10	–	93,100	–	51,03	–	51,030	–	48,29	–	48,29	–	До нагружения
1	1,24	1,664	0,832	0,250	10	93,10	93,10	93,100	0,000	51,03	51,03	51,030	0,000	48,29	48,29	48,29	0,00	
2	1,48	3,329	1,665	0,499	10	93,10	93,10	93,100	0,000	50,97	50,95	50,960	0,170	48,29	48,29	48,29	0,00	
3	1,72	4,993	2,497	0,749	10	93,10	93,10	93,100	0,000	50,86	50,84	50,850	0,110	48,29	48,29	48,29	0,00	
4	1,85	5,898	2,949	0,885	10	93,10	93,08	93,090	0,010	50,35	50,26	50,305	0,545	48,29	48,29	48,29	0,00	Образование трещин
5	2,20	8,336	4,168	1,250	10	93,07	93,05	93,060	0,030	49,78	49,71	49,745	0,560	48,29	48,29	48,29	0,00	
6	2,43	9,937	4,969	1,491	10	93,05	93,05	93,050	0,010	49,28	48,98	49,130	0,615	48,29	48,29	48,29	0,00	
7	2,70	11,813	5,907	1,772	10	93,04	93,04	93,040	0,010	48,40	48,28	48,340	0,790	48,13	48,13	48,13	0,16	
8	2,92	13,340	6,670	2,001	10	93,04	93,04	93,040	0,000	47,98	47,82	47,900	0,440	48,13	48,13	48,13	0,00	
9	3,16	15,007	7,504	2,251	10	93,03	93,04	93,035	0,005	47,36	47,20	47,280	0,620	48,13	48,13	48,13	0,00	
10	3,40	16,681	8,341	2,502	10	93,03	93,03	93,030	0,005	46,35	46,02	46,185	1,095	48,13	48,13	48,13	0,00	
11	3,60	18,075	9,038	2,711	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	Разрушение по нормальному сечению
Суммарные деформации балки									0,070				4,845				0,16	Δ=4,730 мм

Таблица Г.19 – Ширина раскрытия трещин в балке М-2

№ загрузки	Показания индикатора динамометра, мм	Нагрузка 2F, кН	Поперечная сила Q, кН	Изгибающий момент M, кН·м	Ширина раскрытия трещины №, мм			Примечания
					1	2	3	
1	1,24	1,664	0,832	0,250	–	–	–	
2	1,48	3,329	1,665	0,499	–	–	–	
3	1,72	4,993	2,497	0,749	–	–	–	
4	1,85	5,898	2,949	0,885	–	0,10 0,10	–	Образование трещин
5	2,20	8,336	4,168	1,250	–	0,15 0,20	–	
6	2,43	9,937	4,969	1,491	0,05 0,05	0,25 0,25	0,05 0,05	
7	2,70	11,813	5,907	1,772	0,10 0,20	0,25 0,25	0,10 0,15	
8	2,92	13,340	6,670	2,001	0,20 0,20	0,25 0,25	0,20 0,20	
9	3,16	15,007	7,504	2,251	0,25 0,25	0,30 0,40	0,20 0,20	
10	3,40	16,681	8,341	2,502	0,30 0,40	0,50 0,50	0,40 0,40	
11	3,60	18,075	9,038	2,711	–	–	x	Разрушение

Таблица Г.20 – Результаты испытания балки М-3

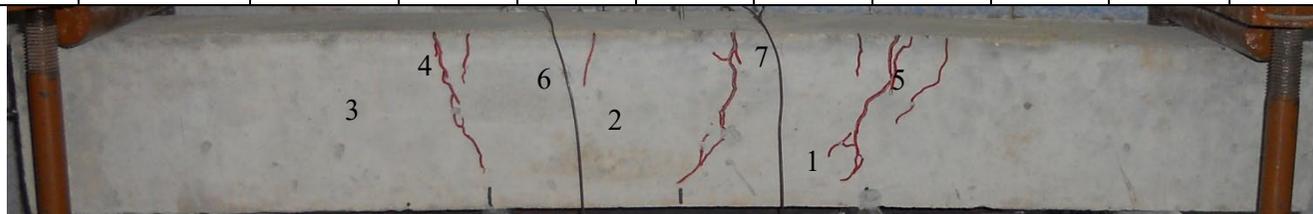
№ загрузки	Показания индикатора динамометра, мм	Нагрузка 2F, кН	Поперечная сила Q, кН	Изгибающий момент M, кН·м	Время выдержки нагрузки, мин	Показания приборов, мм												Примечания		
						П-1				П-2				П-3						
						начальные	конечные	среднее	разность	начальные	конечные	среднее	разность	начальные	конечные	среднее	разность			
–	1,000	0,000	0,000	0,000	–	26,81	–	26,810	–	0,27	–	0,270	–	30,15	–	30,150	–	До нагружения		
1	1,950	6,595	3,298	0,989	10	26,54	26,54	26,540	0,270	98,91	97,83	98,37	1,190	30,08	30,08	30,080	0,070			
2	2,240	8,614	4,307	1,292	10	26,63	26,68	26,655	0,115	95,66	95,29	95,475	2,895	30,44	30,54	30,490	0,410			
3	2,360	9,450	4,725	1,418	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	Разрушение по нормальному сечению		
Суммарные деформации балки									0,155					4,795					0,340	Δ=4,548 мм

Таблица Г.21 – Результаты испытания балки М-4

№ загрузки	Показания индикатора динамометра, мм	Нагрузка 2F, кН	Поперечная сила Q, кН	Изгибающий момент M, кН·м	Время выдержки нагрузки, мин.	Показания приборов, мм												Примечания		
						П-1				П-2				П-3						
						начальные	конечные	среднее	разность	начальные	конечные	среднее	разность	начальные	конечные	среднее	разность			
–	1,00	0,000	0,000	0,000	–	11,27	–	11,270	–	86,58	–	86,580	–	23,68	–	23,680	–	До нагружения		
1	1,24	1,664	0,832	0,250	10	11,28	11,28	11,280	0,010	86,58	86,58	86,580	0,000	23,68	23,68	23,680	0,000			
2	1,48	3,329	1,665	0,499	10	11,28	11,28	11,280	0,000	86,50	86,49	86,495	0,085	23,68	23,68	23,680	0,000			
3	1,57	3,953	1,977	0,593	10	11,28	11,28	11,280	0,000	86,46	86,46	86,460	0,035	23,68	23,68	23,680	0,000			
4	1,72	4,993	2,497	0,749	10	11,28	11,28	11,280	0,000	86,38	86,38	86,380	0,080	23,68	23,68	23,680	0,000			
5	1,96	6,664	3,332	1,000	10	11,28	11,28	11,280	0,000	86,25	86,22	86,235	0,145	23,84	23,85	23,845	0,165			
6	2,20	8,336	4,168	1,250	10	11,32	11,32	11,320	0,040	86,09	86,07	86,080	0,155	23,94	23,94	23,940	0,095			
7	2,44	10,007	5,004	1,501	5	11,34	11,34	11,340	0,020	85,81	85,51	85,660	0,420	24,05	24,05	24,050	0,110	Образование трещин		
7*	2,44	10,007	5,004	1,501	10	11,34	11,36	11,350	0,010	85,56	85,43	85,495	0,165	24,05	24,05	24,050	0,000			
8	2,68	11,674	5,837	1,751	10	11,46	11,48	11,470	0,120	84,85	84,75	84,800	0,695	24,05	24,05	24,050	0,000			
9	2,92	13,340	6,670	2,001	10	11,52	11,54	11,530	0,060	84,36	84,24	84,300	0,500	24,05	24,05	24,050	0,000			
10	3,16	15,007	7,504	2,251	10	11,58	11,59	11,585	0,055	83,92	83,81	83,865	0,435	24,01	23,97	23,990	–0,060			
11	3,40	16,681	8,341	2,502	10	11,61	11,66	11,635	0,050	83,65	83,35	83,500	0,365	23,92	23,75	23,835	–0,155			
12	3,65	18,424	9,212	2,764	10	11,68	11,70	11,690	0,055	82,61	82,25	82,430	1,070	23,65	23,51	23,580	–0,255			
13	3,90	20,166	10,083	3,025	10	11,70	11,70	11,700	0,010	79,60	78,30	78,950	3,480	22,63	22,26	22,445	–1,135			
14	4,00	20,858	10,429	3,129	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	Разрушение по нормальному сечению		
Суммарные деформации балки									0,430					7,630					1,235	Δ=6,798 мм

Таблица Г.22– Ширина раскрытия трещин в балке М-4

№ загрузки	Показания индикатора динамометра, мм	Нагрузка 2F, кН	Поперечная сила Q, кН	Изгибающий момент M, кН·м	Ширина раскрытия трещины №, мм							Примечания
					1	2	3	4	5	6	7	
1	1,24	1,664	0,832	0,250	–	–	–	–	–	–	–	
2	1,48	3,329	1,665	0,499	–	–	–	–	–	–	–	
3	1,57	3,953	1,977	0,593	–	–	–	–	–	–	–	
4	1,72	4,993	2,497	0,749	–	–	–	–	–	–	–	
5	1,96	6,664	3,332	1,000	–	–	–	–	–	–	–	
6	2,20	8,336	4,168	1,250	–	–	–	–	–	–	–	
7	2,44	10,007	5,004	1,501	–	–	–	–	–	0,05 0,10	–	Образование трещин
7*	2,44	10,007	5,004	1,501	–	–	–	0,10 0,10	–	0,10 0,15	–	
8	2,68	11,674	5,837	1,751	0,10 0,10	–	–	0,15 0,20	–	0,15 0,15	–	
9	2,92	13,340	6,670	2,001	0,20 0,15	–	–	0,15 0,20	–	0,15 0,15	–	
10	3,16	15,007	7,504	2,251	0,15 0,20	0,10 0,10	–	0,20 0,30	–	0,15 0,20	–	
11	3,40	16,681	8,341	2,502	0,15 0,25	0,10 0,15	–	0,20 0,30	–	0,25 0,25	0,10 0,10	
12	3,65	18,424	9,212	2,764	0,25 0,25	0,20 0,15	–	0,35 0,40	–	0,20 0,25	0,15 0,15	
13	3,90	20,166	10,083	3,025	0,25 0,25	0,20 0,15	0,05 0,05	0,90 0,90	0,15 0,20	0,40 0,60	0,20 0,25	
14	4,00	20,858	10,429	3,129	–	–	–	x	–	–	–	Разрушение



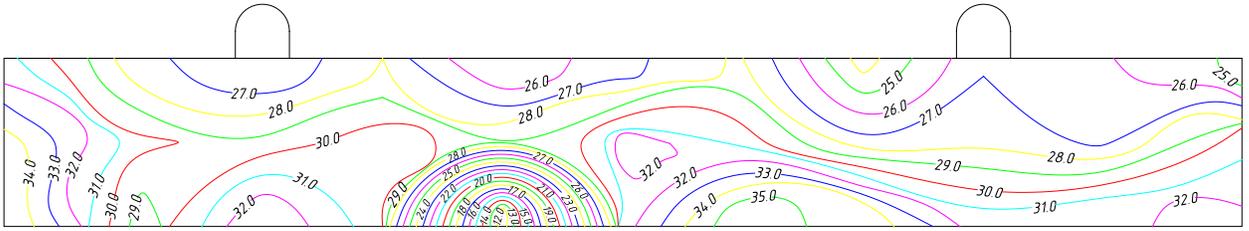


Рисунок Г.1 – Распределение прочности бетона на боковой поверхности балки серии С-1, определенное неразрушающим методом прибором Пульсар 2.1

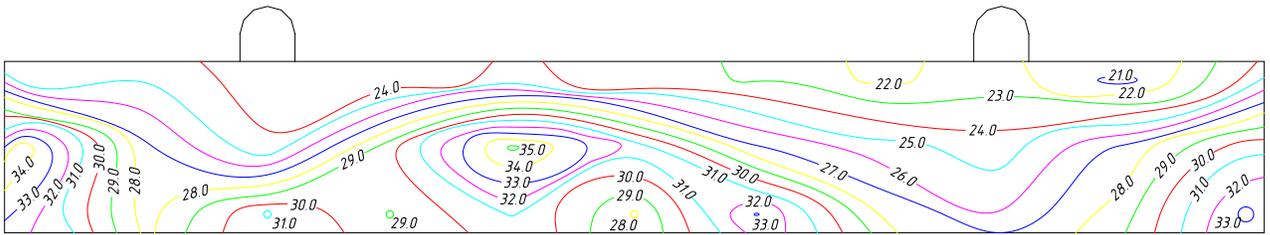


Рисунок Г.2 – Распределение прочности бетона на боковой поверхности балки серии С-1, определенное неразрушающим методом прибором Ониск 2.5

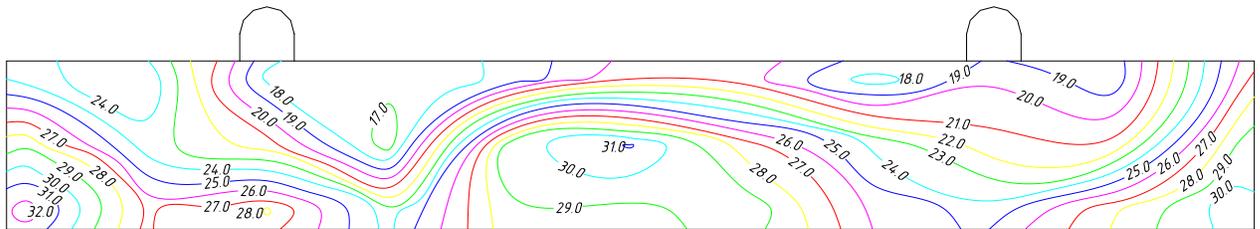


Рисунок Г.3 – Распределение прочности бетона на боковой поверхности балки серии С-1, определенное неразрушающим методом прибором СКБ Стройприбор ИПС МГ4.03

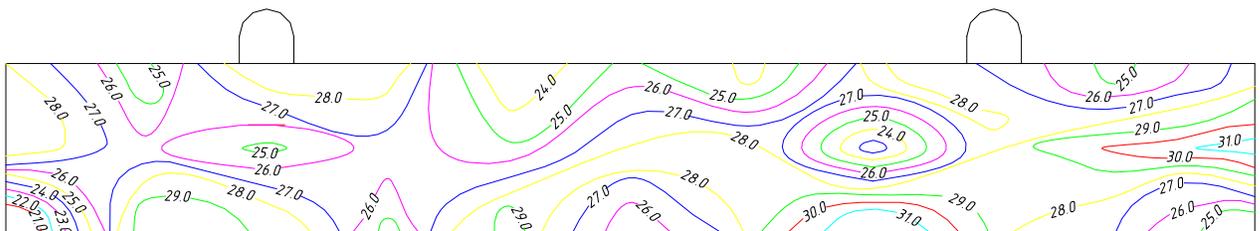


Рисунок Г.4 – Распределение прочности бетона на боковой поверхности балки серии С-2, определенное неразрушающим методом прибором Пульсар 2.1

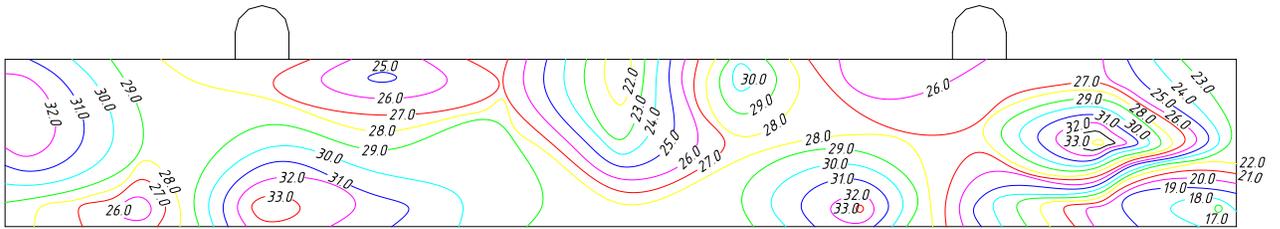


Рисунок Г.5 – Распределение прочности бетона на боковой поверхности балки серии С-2, определенное неразрушающим методом прибором Оникс 2.5

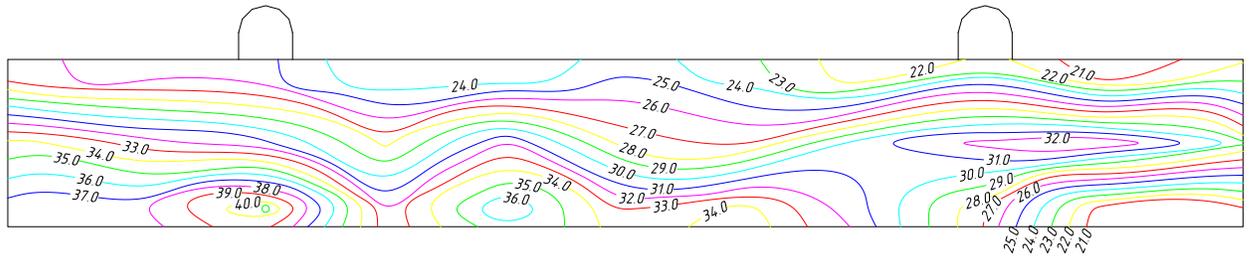


Рисунок Г.6 – Распределение прочности бетона на боковой поверхности балки серии С-2, определенное неразрушающим методом прибором СКБ Стройприбор ИПС МГ4.03

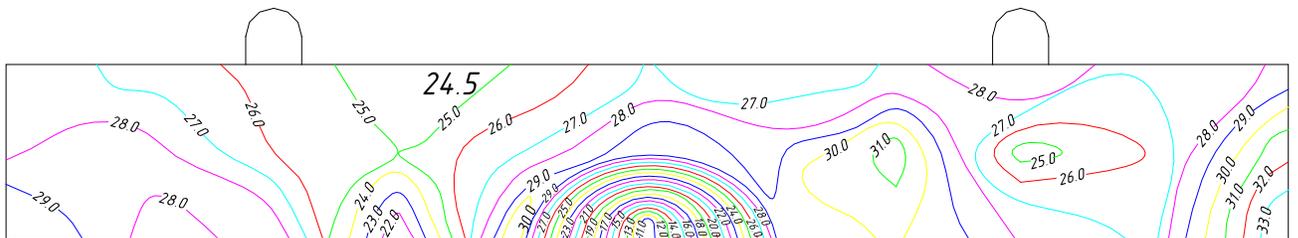


Рисунок Г.7 – Распределение прочности бетона на боковой поверхности балки серии С-4, определенное неразрушающим методом прибором Пульсар 2.1

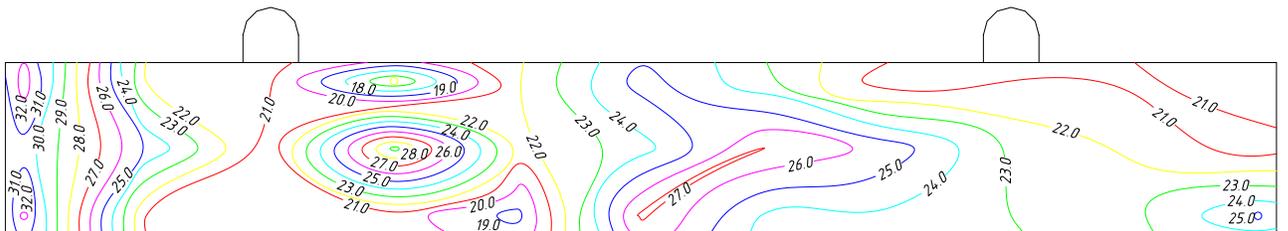


Рисунок Г.8 – Распределение прочности бетона на боковой поверхности балки серии С-4, определенное неразрушающим методом прибором Оникс 2.5

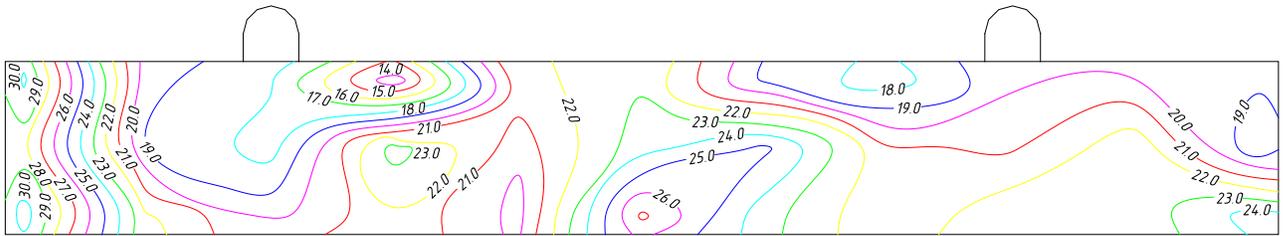


Рисунок Г.9 – Распределение прочности бетона на боковой поверхности балки серии С-4, определенное неразрушающим методом прибором СКБ Стройприбор ИПС МГ4.03

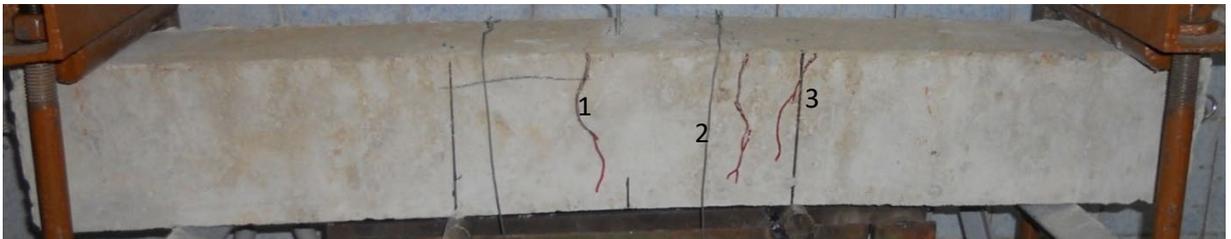
Балка С-1 до нагружения



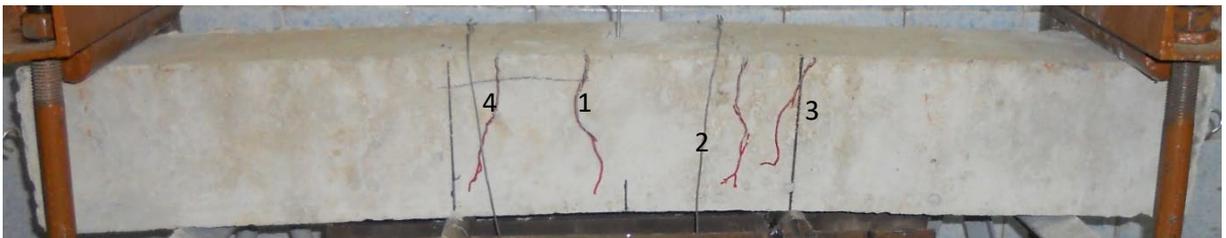
3-я ступень нагружения (нагрузка $2F=5,411$ кН)



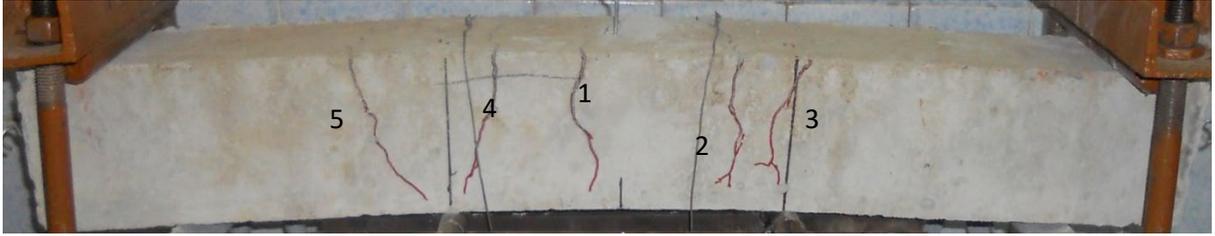
4-я ступень нагружения (нагрузка $2F=7,013$ кН)



5-я ступень нагружения (нагрузка $2F=7,987$ кН)



6-я степень нагружения (нагрузка $2F=10,076$ кН)



6-я степень нагружения через 2 минуты, разрушение (нагрузка $2F=10,076$ кН)

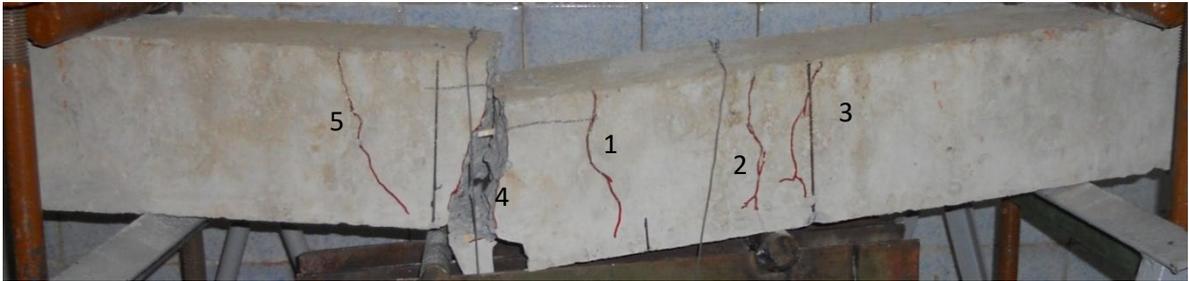


Рисунок Г.10 – Схема развития трещин балки С-1 на разных ступенях нагружения

Балка С-2 до нагружения



3-я степень нагружения (нагрузка $2F=7,403$ кН)



4-я ступень нагружения (нагрузка $2F=11,042$ кН)



5-я ступень нагружения (нагрузка $2F=14,813$ кН)



6-я ступень нагружения, разрушение (нагрузка $2F=18,515$ кН)

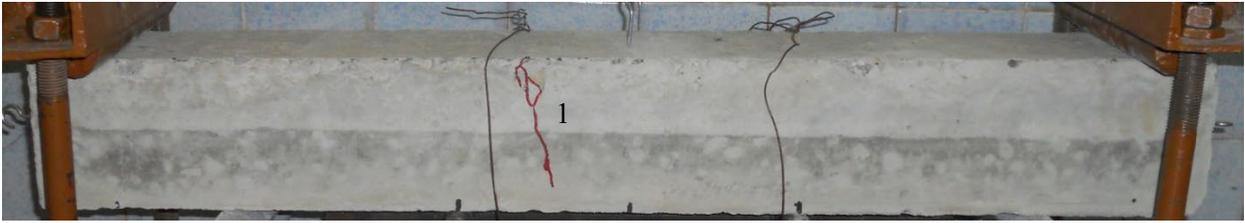


Рисунок Г.11 – Схема развития трещин балки С-2 на разных ступенях нагружения

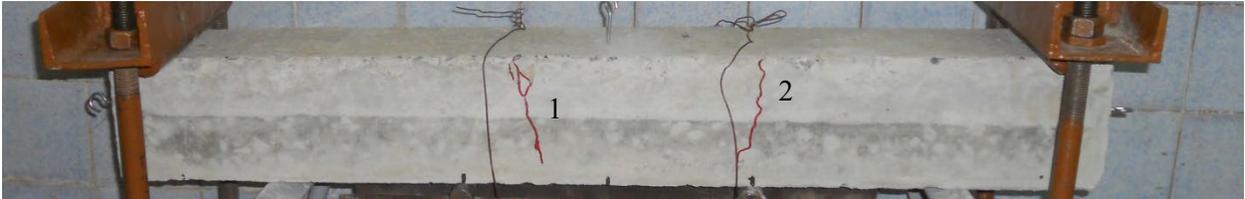
Балка С-3 до нагружения



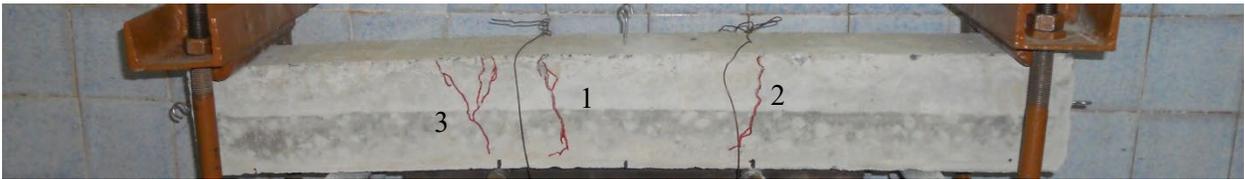
2-я степень нагружения (нагрузка $2F=3,814$ кН)



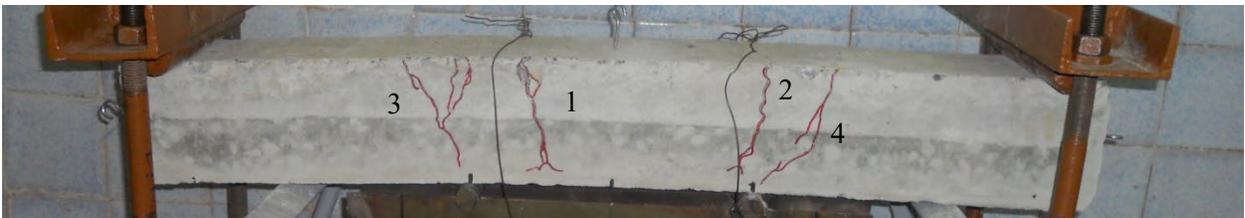
3-я степень нагружения (нагрузка $2F=5,411$ кН)



4-я степень нагружения (нагрузка $2F=7,013$ кН)



5-я степень нагружения (нагрузка $2F=9,032$ кН)



5-я степень нагружения, через 4 минуты разрушение (нагрузка $2F=9,032$ кН)

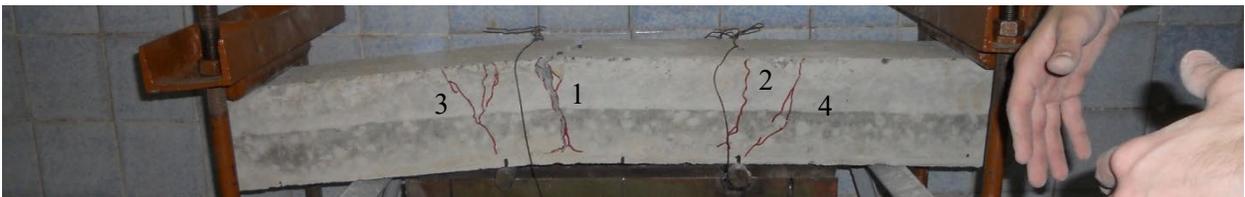
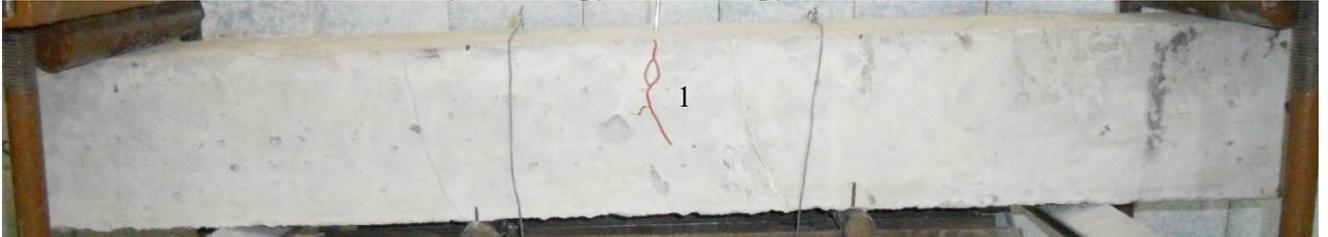
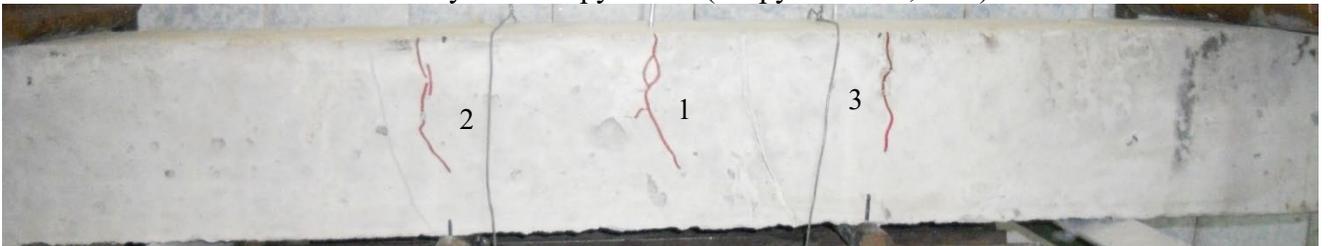
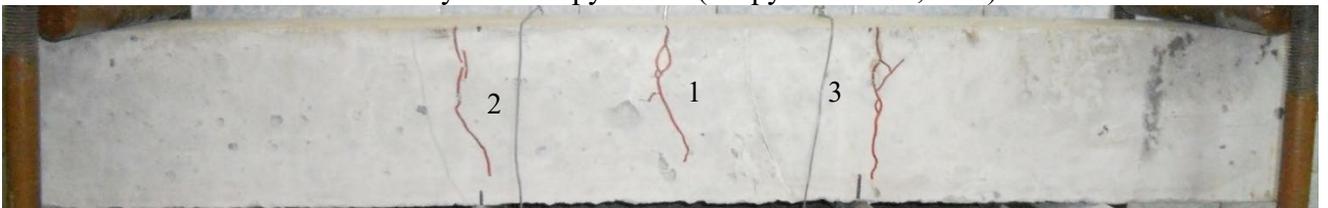
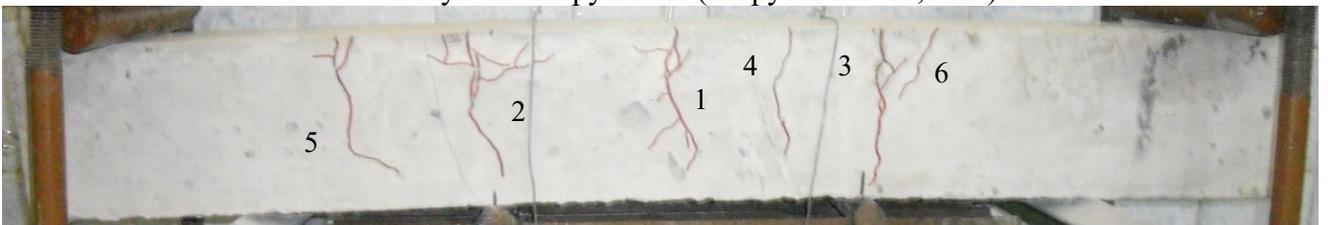
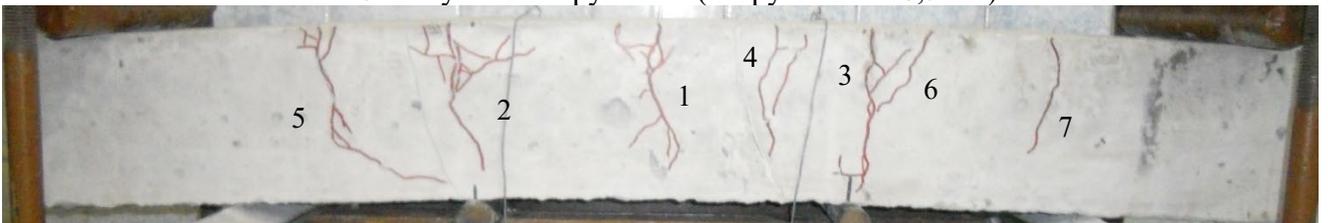


Рисунок Г.12 – Схема развития трещин балки С-3 на разных ступенях нагружения

Балка С-4 до нагружения2-я ступень нагружения (нагрузка $2F=6,2$ кН)3-я ступень нагружения (нагрузка $2F=7,4$ кН)4-я ступень нагружения (нагрузка $2F=11,1$ кН)5-я ступень нагружения (нагрузка $2F=14,8$ кН)6-я ступень нагружения (нагрузка $2F=18,5$ кН)

7-я ступень нагружения, разрушение (нагрузка $2F=20,2$ кН)

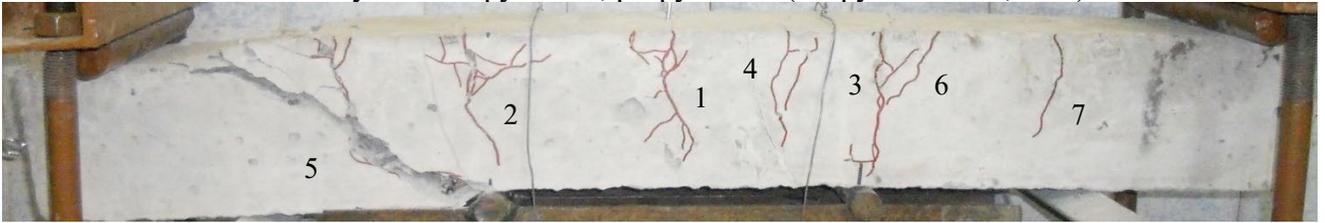
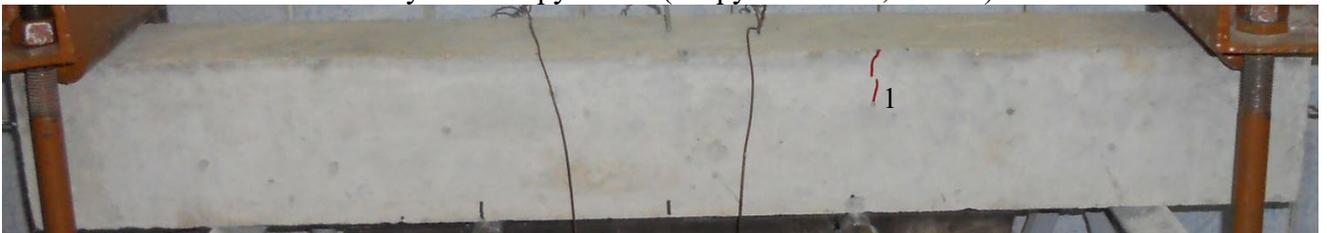


Рисунок Г.13 – Схема развития трещин балки С-4 на разных ступенях нагружения

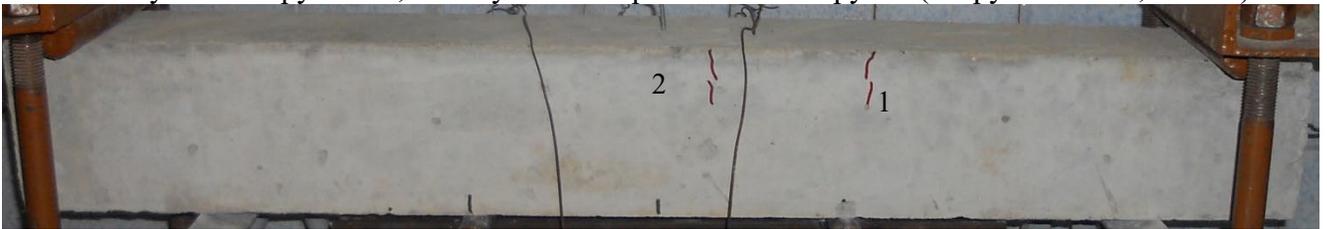
Балка М-4 до нагружения



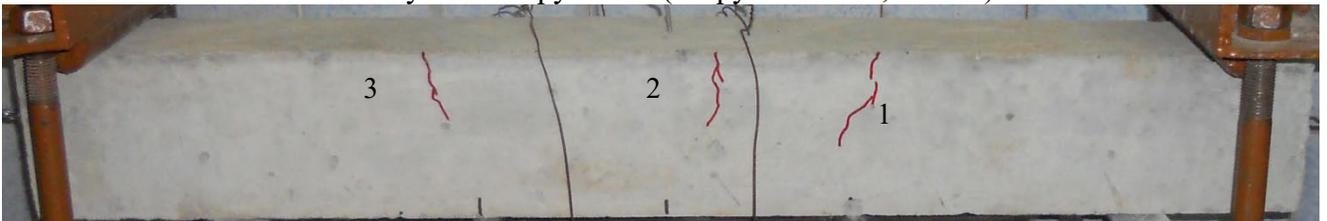
7-я ступень нагружения (нагрузка $2F=10,007$ кН)



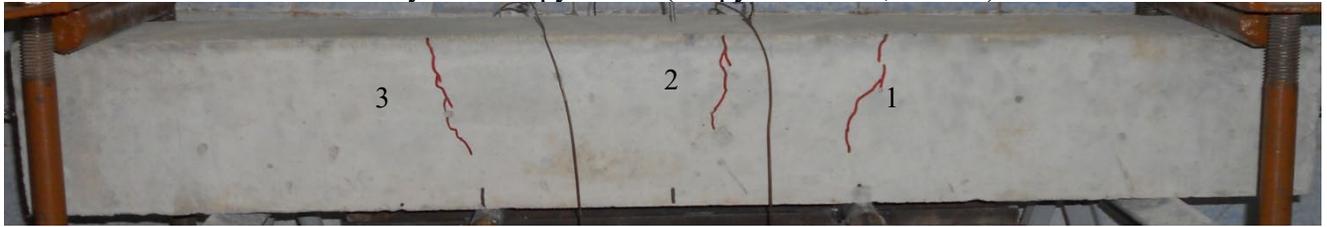
7-я ступень нагружения, 5 минут после приложения нагрузки (нагрузка $2F=10,007$ кН)



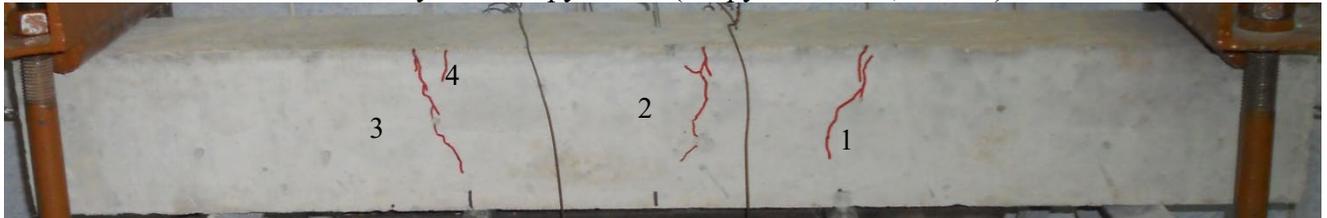
8-я ступень нагружения (нагрузка $2F=11,674$ кН)



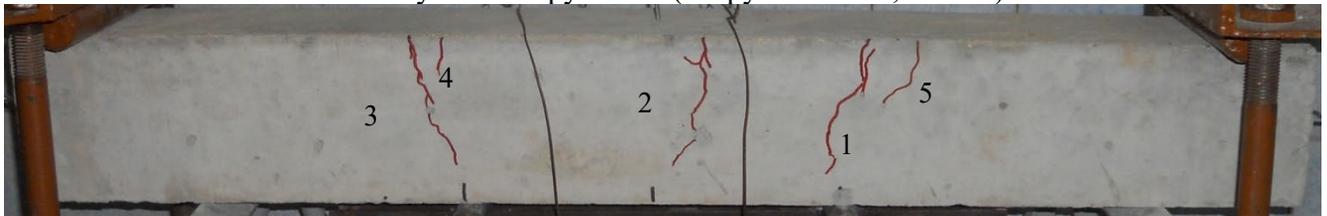
9-я ступень нагружения (нагрузка $2F=13,340$ кН)



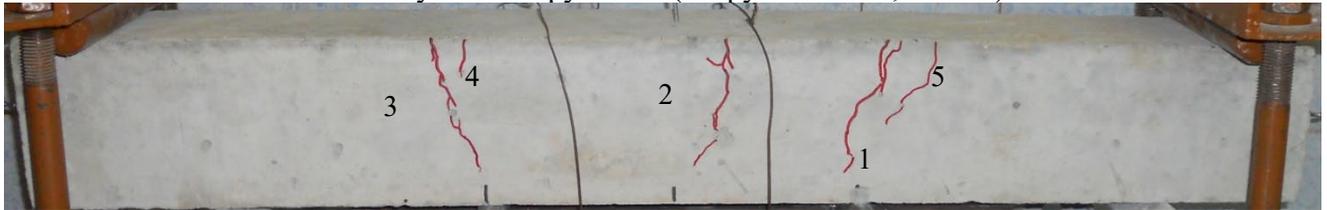
10-я ступень нагружения (нагрузка $2F=15,007$ кН)



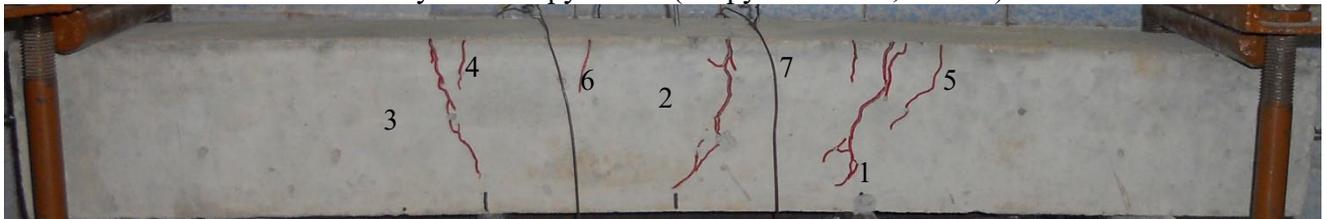
11-я ступень нагружения (нагрузка $2F=16,681$ кН)



12-я ступень нагружения (нагрузка $2F=18,424$ кН)



13-я ступень нагружения (нагрузка $2F=20,166$ кН)



14-я ступень нагружения, разрушение (нагрузка $2F=20,858$ кН)



Рисунок Г.14 – Схема развития трещин балки М-4 на разных ступенях нагружения

ПРИЛОЖЕНИЕ Д

АУТЕНТИЧНОЕ ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ПРОГРАММНОГО КОМПЛЕКСА

Midas FEA NX 2021

**Демо-версия для программного комплекса midas FEA NX.**

Наименование	Product ID (PID)	Protection Key ID (Код активации)
Pre-Post	RUENFAX0000016	911GMM82A1RFDMMM
Solver	RUENFNS0000016	MSRBH1RAOT8IOT0D

- Демо-версия действительна 30 дней с момента активации и не имеет ограничений в функционале.

Руководство по активации демо-версии: <http://ru.midasuser.com/web/tutorial/?pg=66>

С уважением,

MIDAS Россия и СНГ (ООО «МИДАС»)

Сайт. <http://www.ru.midasuser.com>

Тел. +7-495-269-0257

E-mail. rusupport@midasit.com